



Markus Spengler

**Dynamik von Eisenbahnbrücken  
unter Hochgeschwindigkeitsverkehr**

Entwicklung eines Antwortspektrums zur Erfassung  
der dynamischen Tragwerksreaktion

# **Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr**

Entwicklung eines Antwortspektrums  
zur Erfassung der dynamischen Tragwerksreaktion

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie  
der Technischen Universität Darmstadt  
zur Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)  
genehmigte

DISSERTATION

von

**Dipl.-Ing. Markus Spengler**

aus  
Simmern / Rheinland-Pfalz

**D 17**

**Darmstadt 2010**

Referent:	Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner
Tag der Einreichung:	15. Juni 2009
Tag der mündlichen Prüfung:	22. Januar 2010

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Anschrift:

Institut für Massivbau – Fachgebiet Massivbau  
Petersenstrasse 12  
64287 Darmstadt

<http://www.massivbau.to>

Spengler, Markus:

Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr  
Entwicklung eines Antwortspektrums zur Erfassung der dynamischen Tragwerksreaktion

1. Auflage Darmstadt

Dissertation // Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt; Heft 19

ISBN 978-3-9811881-6-5

Dr.-Ing. Markus Spengler

Geboren 1976 in Simmern. Von 1996 bis 2002 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Darmstadt. Von 2002 bis Ende 2004 Mitarbeiter im Ingenieurbüro König und Heunisch Planungsgesellschaft in Frankfurt/Main. Von Ende 2004 bis 2009 wissenschaftlicher Mitarbeiter von Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt. In dieser Zeit auch als freier Mitarbeiter im Ingenieurbüro König und Heunisch Planungsgesellschaft in Frankfurt/Main tätig. Seit 2009 technischer Projektleiter im Ingenieurbüro König und Heunisch Planungsgesellschaft in Frankfurt/Main.

# VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner danke ich aufrichtig für seine Unterstützung, das mir entgegengebrachte Vertrauen und die mir eröffneten Möglichkeiten.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner möchte ich sehr herzlich für das Interesse an meiner Arbeit und für die Übernahme des Korreferates danken.

Bei Herrn Dr.-Ing. Herbert Duda, Herrn Dipl.-Ing. Andreas Greck, Herrn Dr.-Ing. Lars Richter, Herrn Dipl.-Ing. Jeroen Pieterse und meiner lieben Frau Miriam möchte ich mich für die kritische Durchsicht meiner Arbeit bedanken.

Meinen Kollegen und Kolleginnen danke ich ganz besonders für die in beruflicher und privater Hinsicht ausgesprochen herzliche und angenehme Zeit am Institut, an die ich mich gerne erinnern werde. Meinem Zimmerkollegen Herrn Dipl.-Ing. Andreas Greck danke ich für das stets vorhandene Interesse und die Diskussionsbereitschaft bezüglich meiner Forschungsarbeit.

Darüber hinaus möchte ich mich auch bei allen Studentinnen und Studenten bedanken, die im Rahmen von Studienarbeiten zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Besonders erwähnen möchte ich hierbei Herrn Dipl.-Ing. Martin Heimann, Frau Dipl.-Ing. Daniela Schneider, Frau Dipl.-Ing. Pia Hannewald, Herrn Dipl.-Ing. Michael Schmitt, Herrn Dipl.-Ing. Dasu Liu, Herrn cand.-Ing. Jochen Zeier und Herrn cand.-Ing. Kai-Steffen Zeier.

Von ganzem Herzen danke ich meinen Eltern für ihre fortwährende Unterstützung, die mir insbesondere während meines Studiums eine große Hilfe war.

Der größte Dank gilt jedoch meiner lieben Frau Miriam und meinen Töchtern Lara-Marie und Jule, die durch ihren Rückhalt, ihr Verständnis und die immer willkommene Ablenkung großen Anteil am Gelingen dieser Arbeit hatten. Ihr seid das Wichtigste in meinem Leben.

Darmstadt, Januar 2010

Markus Spengler

## Zusammenfassung

Die Dimensionierung und Bemessung von Eisenbahnbrücken bei der Planung von Hochgeschwindigkeitsstrecken im europäischen Fernverkehrsnetz erfordert in zunehmendem Maße die Berücksichtigung dynamischer Effekte infolge hoher Zuggeschwindigkeiten.

Diese Arbeit enthält eine systematische Untersuchung der strukturdynamischen Eigenschaften von einfeldrigen Eisenbahnbrücken unter bewegten Lasten. Die gewonnenen Erkenntnisse werden für die Definition einer *bezogenen dynamischen Vergrößerung* verwendet, welche in graphischer Darstellung für alle gängigen Brückenbauweisen und getrennt in unterschiedliche Resonanzbereiche aufbereitet wird.

Auf Grundlage dieser bezogenen dynamischen Vergrößerung kann ein *Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken* definiert werden, welches zur Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion verwendet und ohne aufwendige dynamische Tragwerksanalysen vom planenden Ingenieur eigenständig ermittelt werden kann.

Die abschließend entwickelten Abgrenzungskriterien zur Abschätzung einer Resonanzgefahr können bereits in einem frühen Planungsstadium zur Wahl eines in statischer und dynamischer Hinsicht ausreichenden Überbauquerschnitts eingesetzt werden.

## Abstract

Due to increasing train speeds in recent years, the application of dynamic calculations of railway bridges becomes more and more relevant in the design process of European high speed rail projects.

This doctoral thesis includes a systematic analysis of the structural dynamics of single-span railway bridges exposed to moving loads. The conclusions are applied to define a so-called *normalised dynamic amplification factor* graphically illustrated for all commonly known methods of bridge construction and separated into different resonance velocity ranges.

Based on the normalised dynamic amplification factor a *response spectrum related to railway bridges* can be defined. This proposal of a simplified assessment of the dynamics of railway bridges without the need for extensive dynamic calculations can easily be applied by conventional project engineers in the field of bridge construction.

Finally boundary criteria have been developed to evaluate the risk of resonance useful in an early design stage to choose a suitable cross-section of the superstructure in terms of static and dynamic aspects.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Formelzeichen und Variablen.....</b>	<b>IV</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Problemstellung und Motivation.....	1
1.2 Zielsetzung.....	4
1.3 Vorgehensweise .....	5
<b>2 Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken.....</b>	<b>7</b>
2.1 Einführung .....	7
2.2 Historische Eisenbahnlasten für Brücken .....	7
2.3 Aktuell gültige Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken .....	12
2.3.1 Allgemeines.....	12
2.3.2 Brücken ohne Resonanzgefahr.....	13
2.3.2.1 Das Lastmodell UIC 71 .....	13
2.3.2.2 Hintergründe zur Entwicklung des Lastmodells UIC 71 .....	15
2.3.3 Brücken mit Resonanzgefahr .....	21
2.3.3.1 Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung.....	21
2.3.3.2 Berechnungsgrundlagen für resonanzgefährdete Brücken .....	24
2.4 Zusammenfassung.....	33
<b>3 Dynamik von Brücken unter bewegten Lasten .....</b>	<b>35</b>
3.1 Einführung .....	35
3.2 Grundlagen.....	35
3.3 Rechenverfahren .....	39
3.3.1 Modale Superposition .....	39
3.3.2 Zeitschrittverfahren .....	42
3.4 Besonderheiten bei Eisenbahnbrücken .....	46
3.4.1 Modellbildung von Eisenbahnbrücken.....	46
3.4.2 Angeregte Eigenformen infolge Zugüberfahrt.....	51
3.4.3 Einwirkungen infolge Zugüberfahrt und Berücksichtigung der Interaktion Zug – Brücke .....	54

<b>4</b>	<b>Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten .....</b>	<b>57</b>
4.1	Einführung .....	57
4.2	Beschreibung des Berechnungsmodells.....	58
4.2.1	Allgemeines.....	58
4.2.2	Modellbildung einer Eisenbahnbrücke.....	61
4.2.3	Dynamisches Berechnungsverfahren .....	68
4.2.4	Vergleich ausgewählter Berechnungsergebnisse mit Schnittkrafttabellen aus der DB-Richtlinie 804 .....	71
4.3	Eingangsgrößen für das Berechnungsmodell.....	72
4.4	Einfluss der Lastverteilung durch den Oberbau in Längsrichtung .....	79
4.5	Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte .....	87
4.5.1	Einführung.....	87
4.5.2	Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A01 bis A10.....	87
4.5.2.1	Maximale statische Biegemomente .....	87
4.5.2.2	Dynamischer Zuwachs.....	91
4.5.2.3	Bezogene dynamische Vergrößerung .....	96
4.5.3	Aktuelle Betriebszüge im deutschen Streckennetz .....	101
4.5.3.1	Allgemeines .....	101
4.5.3.2	Auswahl maßgebender Betriebszüge.....	105
4.5.3.3	Maximale statische Biegemomente .....	106
4.5.3.4	Dynamischer Zuwachs.....	109
4.5.4	Vergleich der Betriebszüge mit den Hochgeschwindigkeitslastbildern... 112	
4.6	Berücksichtigung beliebiger Bauwerksdämpfungen .....	114
4.6.1	Allgemeines.....	114
4.6.2	Approximation des Dämpfungseinflusses.....	116
4.6.3	Beispiel.....	120
4.7	Beziehung zwischen Biegemoment und anderen Antwortgrößen .....	124
4.7.1	Allgemeines.....	124
4.7.2	Approximationsgleichungen für Querkraft, Durchbiegung und Beschleunigung .....	125
4.8	Zusammenfassung.....	129

---

<b>5</b>	<b>Entwicklung eines Antwortspektrums .....</b>	<b>131</b>
5.1	Einführung .....	131
5.2	Kritische Zuggeschwindigkeiten .....	132
5.3	Ermittlung eines Antwortspektrums .....	134
5.3.1	Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A .....	134
5.3.2	Betriebszüge .....	141
5.4	Beispiele.....	142
5.4.1	Beispiel 1: Spannbetonbrücke, $L = 25\text{m}$ .....	142
5.4.2	Beispiel 2: Stahlbetonbrücke, $L = 6,50\text{m}$ .....	145
5.4.3	Beispiel 3: Verbundbrücke, $L = 12\text{m}$ , Betriebszüge .....	148
5.5	Zusammenfassung.....	150
<b>6</b>	<b>Bemessungshilfen zur Vordimensionierung .....</b>	<b>151</b>
6.1	Einführung .....	151
6.2	Entwicklung von Abgrenzungskriterien .....	153
6.3	Zusammenfassung.....	162
<b>7</b>	<b>Resümee und Ausblick.....</b>	<b>165</b>
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>171</b>
	<b>Anhang.....</b>	<b>177</b>



## FORMELZEICHEN UND VARIABLEN

### Lateinische Buchstaben:

$a$	<i>Beschleunigung in z-Richtung</i>
$a$	<i>Schwellen- bzw. Stützpunktabstand des Oberbaus</i>
$a_{\max}$	<i>maximale Beschleunigung in z-Richtung</i>
$a_{\max}^*$	<i>normierte maximale Beschleunigung in Feldmitte</i>
$a_{\max,c}$	<i>normierte maximale Beschleunigung in Feldmitte bei einem Bezugswert der Bauwerksmasse <math>\mu_c</math></i>
$a, b$	<i>Parameter der Rayleigh-Dämpfung</i>
$a_0$	<i>Faktor zur Berücksichtigung der Gleislagequalität</i>
$A$	<i>Amplitude der Verschiebung für eine harmonische Schwingung</i>
$c_G$	<i>Gleissteifigkeit des Oberbaus</i>
$c_p$	<i>Stützpunktsteifigkeit der elastischen Zwischenplatte einer Festen Fahrbahn</i>
$c_p^*$	<i>resultierende Stützpunktsteifigkeit der elastischen Zwischenplatte einer Festen Fahrbahn aus beiden Schienen</i>
$d$	<i>gegenseitiger Abstand der Achsen eines Drehgestells</i>
$d$	<i>Dämpfungsparameter (<math>d = 2\mu\omega\zeta</math>)</i>
$d_{\text{crit}}$	<i>kritische Dämpfung bei <math>\zeta = 1</math> (<math>d_{\text{crit}} = 2\mu\omega</math>)</i>
$d_i$	<i>gegenseitiger Abstand benachbarter Achsen</i>
$\mathbf{D}$	<i>Dämpfungsmatrix</i>
$D_n^*$	<i>generalisierte Dämpfung der Eigenform <math>n</math></i>
$E$	<i>Elastizitätsmodul</i>
$f_n$	<i><math>n</math>-te Biege-Eigenfrequenz des Balkens</i>
$H(\tau)$	<i>Heaviside-Funktion mit Zeitargument <math>\tau</math></i>
$i$	<i>ganzzahliger Teiler der Resonanzgeschwindigkeit <math>v_{\text{res},l}</math></i>
$I$	<i>Trägheitsmoment 2. Ordnung um die y-Achse des Überbaus</i>
$I_s$	<i>Trägheitsmoment 2. Ordnung um die y-Achse der Schiene</i>
$k$	<i>Variable zur Definition des überfahrenden Zuglastbildes</i>
$k_0$	<i>Geschwindigkeitsparameter unter Berücksichtigung von <math>n_0</math> nach SVA ERRI-D214</i>
$k_1$	<i>Geschwindigkeitsparameter unter Berücksichtigung von <math>n_{0, \text{bel}}</math> nach SVA ERRI-D214</i>
IV	

$k_1 - k_7$	<i>Regressionsparameter zur Approximation beliebiger Bauwerksdämpfungen</i>
$k_\zeta(\zeta_j)$	<i>Dämpfungsbeiwert zur Anpassung der dynamischen Tragwerksreaktion auf die gewünschte Dämpfung <math>\zeta_j</math></i>
$k_{\varphi''}$	<i>Parameter zur Berücksichtigung des ansteigenden dynamischen Zuwachses <math>\varphi''</math> mit zunehmender Grenzgeschwindigkeit <math>v_{lim}</math> bei der Verwendung der Vordimensionierungshilfen (Grenzfrequenzen <math>n_{o,lim}</math>)</i>
$k_v$	<i>Faktor zur Berücksichtigung des ansteigenden Astes der dynamischen Tragwerksreaktion im Vorlauf einer Resonanzgeschwindigkeit <math>v_{res,i,k}</math></i>
$k_p$	<i>Anpassungsfaktor der Achslast <math>P_k</math> für die Züge HSLM-A01 bis A10 zur Ermittlung des maximalen statischen Biegemoments <math>M_{stat}</math> in Feldmitte</i>
$k_{lim}$	<i>Beiwert zur Berücksichtigung der betrachteten Grenzgeschwindigkeit <math>v_{lim}</math> bei der Verwendung der Vordimensionierungshilfen (Grenzfrequenzen <math>n_{o,lim}</math>)</i>
$K_n^*$	<i>generalisierte Steifigkeit der Eigenform <math>n</math></i>
$\mathbf{K}$	<i>Steifigkeitsmatrix</i>
$\mathbf{K}_{eff}$	<i>inkrementelle effektive Steifigkeitsmatrix nach dem durch Wilson verbesserten Newmark-Verfahren</i>
$L$	<i>Stützweite in [m]</i>
$L_{üp}$	<i>Länge über Puffer</i>
$L_{Zug}$	<i>Zuglänge</i>
$L_{lim}$	<i>Grenzstützweite, ab der unabhängig von den Systemkennwerten in jedem Fall das Lastbild UIC 71 für die Bemessung maßgebend ist</i>
$m$	<i>Ordnungszahl der Minima der dynamischen Tragwerksreaktion</i>
$m_{ges}$	<i>Gesamtmasse des schwingenden Balkens</i>
$m_{i,k}^*$	<i>auf das <math>\Phi_2</math>-fache Bemessungsmoment <math>M_{UIC\ 71}</math> bezogene maximale dynamische Biegemoment</i>
$m_{max}^*$	<i>Skalierungsfaktor des <math>\Phi_2</math>-fachen Bemessungsmoments <math>M_{UIC\ 71}</math></i>
$m_0^*$	<i>Grundwert des bezogenen Biegemoments in Feldmitte (<math>m_0^* = 0,75 \cdot (1 + a_0 \cdot \varphi'')</math>)</i>
$\Delta m^*$	<i>Höhensprung des Antwortspektrums</i>
$m^*(-)$	<i>Wert des Antwortspektrums vor einem Höhengsprung</i>
$m^*(+)$	<i>Wert des Antwortspektrums nach einem Höhengsprung</i>
$M_y$	<i>Biegemoment um die y-Achse</i>
$M_{stat,k}$	<i>maximales statisches Biegemoment in Feldmitte des Zuges <math>k</math></i>

$M_{\text{dyn},k}$	<i>maximales dynamisches Biegemoment in Feldmitte des Zuges <math>k</math></i>
$M_{\text{ges},k}$	<i>maximales Biegemoment in Feldmitte des Zuges <math>k</math> unter zusätzlicher Berücksichtigung des dynamischen Zuwachses <math>\varphi''</math> infolge Gleisunregelmäßigkeiten</i>
$M_n^*$	<i>generalisierte Masse der Eigenform <math>n</math></i>
$\mathbf{M}$	<i>Massenmatrix</i>
$n_0 (= f_1)$	<i>1. Biege-Eigenfrequenz der <u>unbelasteten</u> Brücke</i>
$n_{0,\text{bel}}$	<i>1. Biege-Eigenfrequenz der <u>belasteten</u> Brücke; In den Forschungsberichten der UIC wird <math>n_{0,\text{bel}}</math> mit <math>n_1</math> bezeichnet. Diese Notation wurde in der vorliegenden Arbeit zur Vermeidung von Verwechslungen mit der zweiten Biege-Eigenfrequenz des unbelasteten Brückenträgers umbenannt.</i>
$n_{0,\text{lim}}$	<i>Grenzwert der minimal erforderlichen Eigenfrequenz, so dass das Lastbild UIC 71 maßgebend wird gegenüber der dynamischen Berechnung mit den Typenzügen HSLM-A</i>
$n_{0,\text{inf}}$	<i>untere Grenze der 1. Biege-Eigenfrequenz nach Ril 804 (2003)</i>
$n_{0,\text{sup}}$	<i>obere Grenze der 1. Biege-Eigenfrequenz nach Ril 804 (2003)</i>
$n_1$	<i>2. Biege-Eigenfrequenz der (unbelasteten) Brücke</i>
$n_2$	<i>3. Biege-Eigenfrequenz der (unbelasteten) Brücke</i>
$N$	<i>Gesamtzahl der Knotenmassen bei Unterteilung des kontinuierlich massebehafteten Systems in ein diskretes Mehrmassensystem</i>
$N_p$	<i>Gesamtzahl der Achsen eines betrachteten (Teil-) Lastenzuges</i>
$N_{\Delta t}$	<i>Anzahl der verwendeten Zeitschritte je Überfahrtssimulation (<math>N_{\Delta t} = 5000</math>)</i>
$p_1, p_2$	<i>Parameter zur Beschreibung der analytischen Beziehung zwischen unterschiedlichen Bauwerksdämpfungen für eine gegebene Brücke</i>
$p(x,t)$	<i>Belastungsfunktion in Abhängigkeit des Ortes <math>x</math> und der Zeit <math>t</math></i>
$P_i$	<i>Last der Achse <math>i</math> des Zuges</i>
$P_n^*$	<i>generalisierte Last der Eigenform <math>n</math></i>
$\Delta \mathbf{P}_{\text{eff}}$	<i>inkrementeller effektiver Lastvektor nach dem durch Wilson verbesserten Newmark-Verfahren</i>
$\mathbf{P}(t)$	<i>zeitabhängiger Lastvektor</i>
$P_s$	<i>Stützpunktkraft eines Schienenstützpunkts</i>
$q$	<i>Konstante</i>
$q_1$	<i>Parameter zur Beschreibung der analytischen Beziehung zwischen unterschiedlichen Bauwerksdämpfungen für eine gegebene Brücke</i>

$q_{\text{equ}}$	Maximalwert der quadratischen Ansatzfunktion zur Beschreibung der äquivalenten Belastung
$Q$	Radlast nach AKFF (2002)
$Q_{\text{dyn}}$	maximale dynamische Querkraft am Auflager
$R(t)$	Approximation der modalen Lastfunktion $P_n^*/M_n^*$
$t$	Zeit
$\Delta t$	Zeitinkrement
$\Delta t$	variable Zeitschrittweite bei der Überfahrtsimulation mit dem Newmark-Verfahren
$T$	Periode einer Schwingung ( $T = 1/f$ )
$T_0$	Periode der ersten Eigenfrequenz $n_0$
$T_{\text{ges}}$	Zeitintervall für die Untersuchung einer Zugüberfahrt (Überfahrt + Ausschwingen)
$T_{\text{Ü,Zug}}$	Dauer der Zugüberfahrt
$v$	Zuggeschwindigkeit
$v_{\text{res},i,k}$	$i$ -te Resonanzgeschwindigkeit des Zuges $k$ ( $v_{\text{res},i,k} = v_{\text{res},1,k}/i$ ) zur Anregung der 1. Biege-Eigenfrequenz des Überbaus
$v_{\text{res},1,\text{ref}}$	1. Resonanzgeschwindigkeit eines Referenzzuges
$v_{\text{lim}}$	Grenzgeschwindigkeit bei Verwendung der zur Vordimensionierung hilfreichen Grenzfrequenzen $n_{0,\text{lim}}$ ( $v_{\text{lim}} = v_{\text{sup}}$ )
$v_{\text{sup}}$	maximal zu berücksichtigende Zuggeschwindigkeit nach Ril 804 (2003)
$V_f$	dynamische Vergrößerungsfunktion für eine harmonische Anregung
$V_{\text{dyn}}$	dynamische Vergrößerung
$V_{\text{dyn}}^*$	auf das Zuglastbild HSLM-A01 bezogene dynamische Vergrößerung
$w$	Verschiebung in $z$ -Richtung
$w(x,t)$	Verschiebung in Abhängigkeit des Ortes $x$ und der Zeit $t$
$w(t)$	Verschiebung in Feldmitte in Abhängigkeit der Zeit $t$
$w_s$	Schieneneinsenkung unter einer Radlast $Q$
$w_{\text{stat}}$	maximale statische Durchbiegung in Feldmitte
$w_{\text{stat,RZW}}$	maximale statische Durchbiegung in Feldmitte infolge der Überfahrt der Reisezugwagen (= Mittelwagen)
$w_{\text{dyn}}$	maximale dynamische Durchbiegung in Feldmitte
$w_{\text{dyn}}^*$	normierte maximale dynamische Durchbiegung in Feldmitte

$w_{\text{dyn,c}}^*$	<i>normierte maximale dynamische Durchbiegung in Feldmitte bei einem Bezugswert der Biegesteifigkeit <math>EI_c</math></i>
$\mathbf{w}(t)$	<i>Vektor der Verschiebungen in z-Richtung</i>
$\Delta \mathbf{w}$	<i>inkrementeller Verschiebungsvektor, d.h. Vektor des Zuwachses der Verschiebungen in z-Richtung im Zeitschritt <math>\Delta t</math></i>
$\dot{\mathbf{w}}(t)$	<i>Vektor der (Überbau-)Geschwindigkeiten in z-Richtung</i>
$\Delta \dot{\mathbf{w}}$	<i>inkrementeller Geschwindigkeitsvektor, d.h. Vektor des Zuwachses der Geschwindigkeiten in z-Richtung im Zeitschritt <math>\Delta t</math></i>
$\ddot{\mathbf{w}}(t)$	<i>Vektor der Beschleunigungen in z-Richtung</i>
$\Delta \ddot{\mathbf{w}}$	<i>inkrementeller Beschleunigungsvektor, d.h. Vektor des Zuwachses der Beschleunigungen in z-Richtung im Zeitschritt <math>\Delta t</math></i>
$W(t), W_n(t)$	<i>zeitabhängige (modale) Amplitude des Balkens in der n-ten Biege-Eigenform, generalisierte Koordinate</i>
$x$	<i>Koordinate in Stablängsrichtung</i>
$x_i$	<i>Abstand der Achse i zur ersten Achse im Zugverband</i>
$y$	<i>Koordinate senkrecht zur x-z-Ebene</i>
$Y_{\text{stat}}$	<i>beliebige Tragwerksantwort Y infolge statischer Belastung</i>
$Y_{\text{dyn}}$	<i>beliebige Tragwerksantwort Y infolge dynamischer Belastung</i>
$z$	<i>Koordinate senkrecht zur x-y-Ebene</i>

### Griechische Buchstaben:

$\alpha$	<i>Klassifizierungsfaktor für vertikale Verkehrslasten der Lastbilder UIC 71, SW/0 und SW/2</i>
$\alpha$	<i>geschwindigkeitsabhängiger Beiwert zur Berechnung des dynamischen Zuwachses <math>\varphi''</math></i>
$\alpha_a$	<i>Modifikationsfaktor zur Anpassung der maximalen Beschleunigung in Feldmitte</i>
$\alpha_k$	<i>Anpassungsfaktor der Achsanordnung für die Züge HSLM-A01 bis A10 zur Ermittlung des maximalen statischen Biegemoments <math>M_{\text{stat}}</math> in Feldmitte</i>
$\alpha_L$	<i>stützweitenabhängiger Anpassungsfaktor zur Ermittlung des maximalen statischen Biegemoments <math>M_{\text{stat,A01}}</math> in Feldmitte</i>
$\alpha_Q$	<i>Modifikationsfaktor zur Anpassung der maximalen dynamischen Querkraft</i>
$\beta, \gamma$	<i>Parameter des Newmark-Verfahrens zur Beschreibung des Beschleunigungs-Zeit-Verlaufs während des Zeitschritts <math>\Delta t</math></i>

$\Gamma_i(t)$	<i>Funktion zur Festlegung, ob eine Last <math>P_i</math> sich zum Zeitpunkt <math>t</math> auf der Brücke befindet oder nicht (<math>\Gamma_i(t) = H(t-t_i) - H(t-T_i)</math>)</i>
$\delta$	<i>logarithmisches Dämpfungsdekrement</i>
$\delta(x-x_i)$	<i>DIRAC'sche Deltafunktion zur Beschreibung der Fortbewegung der Lasten <math>P_i</math> über deren aktuellen Lastangriffspunkt <math>x_i</math></i>
$\mu$	<i>(konstante) Massenbelegung entlang der Balkenlängsachse in <math>[t/m]</math></i>
$\mu_c$	<i>Bezugswert der konstanten Massenbelegung in <math>[t/m]</math></i>
$\mu_{m,i}$	<i>Werte der bezogenen Stützweite <math>(L/L_{\text{üp}})_{\min}</math>, für die die dynamische Tragwerksreaktion minimal wird</i>
$\eta$	<i>Geschwindigkeitsparameter (bezogene Zuggeschwindigkeit <math>\eta = v/v_{\text{res},l}</math>)</i>
$\eta^*$	<i>auf den Typenzug HSLM-A01 bezogene Zuggeschwindigkeit <math>\eta^* = v/v_{\text{res},l,A01}</math></i>
$\eta_{i,k}^*$	<i>kritische Werte der auf den Typenzug A01 bezogenen Zuggeschwindigkeit für den Resonanzbereich <math>i</math> und den Zug <math>k</math> (<math>\eta_{i,k}^* = v_{\text{res},i,k}/v_{\text{res},l,A01}</math>)</i>
$\eta_{\max}^*$	<i>Maximalwert der auf den Typenzug HSLM-A01 bezogenen Zuggeschwindigkeit <math>\eta_{\max}^* = v_{\text{sup}}/v_{\text{res},l,A01}</math></i>
$\eta_{\text{zul}}^*$	<i>Zielwert der auf den Typenzug A01 bezogenen Zuggeschwindigkeit</i>
$\Theta$	<i>Phasenversatz zwischen Erreger- und Eigenkreisfrequenz einer harmonischen Schwingung</i>
$\varphi$	<i>Dynamischer Zuwachs;  (früher auch für die Begriffe Stoßzahl, Stoßziffer oder Schwingbeiwert verwendet, die entgegen der heutigen Definition des dynamischen Zuwachses eine dynamische Vergrößerung <math>\Psi</math> bezeichneten)</i>
$\lambda$	<i>Hauptwellenlänge der Anregung (<math>\lambda = v/n_0</math>)</i>
$\varphi'$	<i>Dynamischer Zuwachs infolge Anregung durch äquidistante Radsatzkräfte</i>
$\varphi''$	<i>Dynamischer Zuwachs infolge Gleisimperfektionen oder Radunwuchten</i>
$\phi_n$	<i>Vektor der Biege-Eigenform <math>n</math></i>
$\phi_{ni}$	<i>normierte Schwingungsamplitude der Masse <math>i</math> in der Biege-Eigenform <math>n</math></i>
$\phi_n(x)$	<i>Biege-Eigenform <math>n</math> des kontinuierlichen Balkens als Funktion des Ortes <math>x</math></i>
$\Phi, \Phi_2, \Phi_3$	<i>Schwingbeiwerte zum UIC 71-Lastbild</i>
$\Phi$	<i>Modalmatrix</i>
$\omega_n$	<i><math>n</math>-te Biege-Eigenkreisfrequenz des Balkens</i>
$\zeta$	<i>Dämpfungsmaß (Lehrsche Dämpfung), Dämpfungsgrad (<math>\zeta = d/d_{\text{crit}}</math>)</i>

$\zeta_{\text{ref}}$       *Referenzdämpfung für das Approximationsverfahren zur Berücksichtigung beliebiger Bauwerksdämpfungen ( $\zeta_{\text{ref}} = 0,5\%$  und  $\zeta_{\text{ref}} = 4,0\%$ )*

# 1 EINLEITUNG

## 1.1 Problemstellung und Motivation

Seit den Anfängen des Eisenbahnbrückenbaus Mitte des 19. Jahrhunderts bis heute konnte eine stetige Entwicklung der Bahntechnik beobachtet werden, die sich im Wesentlichen in ansteigenden Achslasten, zunehmendem Verkehrsvolumen und dem Trend zu immer höheren Reisegeschwindigkeiten äußerte. Insbesondere in den letzten beiden Jahrzehnten führten weitreichende Innovationen im Bereich der Zugantriebstechnik dazu, dass Fahrgeschwindigkeiten jenseits der 500 km/h möglich wurden. Der aktuelle Geschwindigkeitsrekord von 515 km/h, aufgestellt bei einer Testfahrt des TGV Atlantique im Jahr 1991, stellt zwar keinen repräsentativen Wert im Reisezugverkehr dar. Er zeigt jedoch die technischen Möglichkeiten und unterstreicht die aktuelle Tendenz zum Bau vollständig auf den Personenverkehr abgestimmter Hochgeschwindigkeitsstrecken. Moderne Hochgeschwindigkeitsstrecken werden derzeit in der Regel auf Zuggeschwindigkeiten von 350 km/h und mehr ausgelegt.

Mit dem enormen Vorteil an Zeitersparnis, die sich durch die Realisierung hoher Reisegeschwindigkeiten ergibt, geht jedoch auch ein zunehmend in den Blickpunkt geratenes Problem im Eisenbahnbrückenbau einher. Mitte der 1990er Jahre wurde auf der Strecke Paris – Lyon nach Einführung des TGV-Verkehrs im Bereich von Eisenbahnbrücken mit Spannweiten zwischen  $L = 14\text{m}$  bis  $20\text{m}$  ein deutlich erhöhter Instandhaltungsbedarf des Schotteroberbaus seitens der französischen Eisenbahnverwaltung (SNCF) festgestellt, der nach eingehender Untersuchung auf eine erhöhte dynamische Beanspruchung der Brückenüberbauten zurückgeführt wurde. Eine der betrachteten Brücken wurde bei einer Zuggeschwindigkeit von  $v = 260\text{km/h}$  genau in ihrer ersten Eigenfrequenz ( $n_0 = 3,8\text{Hz}$ ) angeregt [Zacher (2001)] und zeigte ein ausgeprägtes Schwingungsverhalten, welches als Resonanz bezeichnet wird. Die genauere Untersuchung dieses Phänomens führte zu der Erkenntnis, dass kurze bis mittlere Stützweiten während einer Zugüberfahrt zum Teil vollständig be- und entlastet werden und somit als besonders kritisch einzustufen sind (siehe Abb. 1-1).

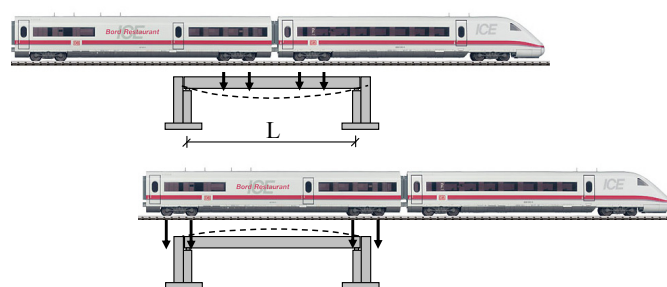


Abb. 1-1: Schematische Darstellung der Zugüberfahrt für eine Eisenbahnbrücke mit kurzer Stützweite  $L$



Messungen an Brückenüberbauten der DB-Neubaustrecken der 1. Generation bestätigten die bis dato gewonnenen Erkenntnisse, dass für Geschwindigkeiten von  $v > 240 \text{ km/h}$  die gültigen normativen Regelungen nicht mehr ausreichend waren. Es traten sehr deutliche Extrema im Bereich einzelner Zuggeschwindigkeiten auf, die durch die bisher formulierten normativen Regelungen nicht mehr abgedeckt waren [Weber (1998)]. Das zuvor nicht aufgetretene Phänomen der Resonanz hat mit dem Anstieg der Zuggeschwindigkeiten und der gleichzeitig fortschreitenden Entwicklung zu immer schlankeren Brückenbauwerken in den letzten Jahren sehr stark an Bedeutung gewonnen.

Für Brücken mit Schotteroberbau besteht im Resonanzfall die Gefahr, dass aufgrund hoher Brückendeckbeschleunigungen die Verzahnung der Schottersteine verloren geht. Das Schotterbett ist dann nicht mehr in der Lage, den Gleisrost zu fixieren, was mit deutlich erhöhten Instandhaltungskosten einhergeht [Zacher (2001)]. Brücken mit einem Oberbau in Fester Fahrbahn neigen bei übermäßigen Schwingungen zu einer starken Rissbildung in der Betonfahrbahnplatte. Zusätzlich zu den genannten Aspekten ist generell zu befürchten, dass das Rad des überfahrenden Zuges temporär von der Schiene abhebt und die Verkehrssicherheit gegebenenfalls nicht mehr gewährleistet ist. Neben diesen betriebs- und oberbautechnischen Auswirkungen können im Überbau erhebliche Überschreitungen der Bemessungsschnittgrößen auftreten, die zu starker Rissbildung in Betonbauwerken oder Plastifizierung in Stahltragwerken führen und im Grenzfall den Verlust der Standsicherheit zur Folge haben.

In Deutschland wurden die Einflüsse der Dynamik auf die Bemessung von Eisenbahnbrücken erstmalig bei der Neubaustrecke Köln-Rhein/Main zwischen 1996 und 2000 detailliert betrachtet [Bagayoko et al. (2008)]. Mit dem „*Leitfaden für die dynamische Untersuchung - Dynamische Effekte bei Resonanzgefahr*“ [DB-Leitfaden (2000)] veröffentlichte die Deutsche Bahn AG im Juni 2000 erste Anforderungen an eine dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken, die im Wesentlichen auf Untersuchungen des Europäischen Eisenbahnverbandes UIC basieren. Die Übernahme verbindlicher Richtlinien in das Regelwerk der Deutschen Bahn AG erfolgte nach Sammlung erster Erfahrungen mit dem DB-Leitfaden (2000) mit der Neuauflage der Richtlinie 804 im Mai 2003 [Ril 804 (2003)]. Diese enthält neben den bereits bekannten Anforderungen an eine dynamische Berechnung auch ein 50 Seiten (!) umfassendes Tabellenwerk, die sogenannten Schnittkrafttabellen (siehe Auszug in Tabelle 1-1), in denen für ausgewählte Züge verschiedene Schnittgrößen und Formänderungen für einfeldrige Eisenbahnbrücken vertafelt sind.

Tabelle 1-1: Auszug aus den Schnittkrafttabellen der Richtlinie 804 der Deutschen Bahn AG [Ril 804 (2003)]

Biegemomente $M_{\max}$ [kNm] in Feldmitte – Örtlich zulässige Geschwindigkeit $v_0 = 300$ km/h Züge: ICE 1, ICE 2, ICE 3, ICE-T(2xBR411), ICE-T(3xBR415), IC, Thalys – Berechnung bis $1,2 \cdot v_0$													
L [m]	$\zeta$ [%]	1. Eigenfrequenz $n_0$ [Hz]											
		1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0
10,0	0,5	11620	11630	11630	11630	11630	11690	10940	11150	6290	5420	1590	1840
	1,0	9480	9480	9480	9480	9480	9540	8470	8780	4490	3930	1540	1580
	1,5	7880	7880	7880	7880	7880	7930	6900	7170	3480	3140	1530	1570
	2,0	6670	6670	6670	6670	6670	6710	5820	6050	2950	2680	1520	1570
	2,5	5740	5740	5740	5740	5740	5770	5230	5320	2620	2400	1510	1560
	3,0	5010	5030	5010	5030	5010	5040	4740	4810	2450	2210	1490	1560
	4,0	3980	4020	3980	4020	3980	4000	3960	4020	2250	1950	1480	1550
15,0	0,5	21470	21480	21480	21480	21480	21480	17430	17600	5520	5430	2890	3050
	1,0	17540	17550	17550	17550	17550	17550	13760	13910	4270	3990	2510	2680
	1,5	14600	14670	14610	14670	14610	14610	11270	11410	3550	3250	2490	2660
	2,0	12380	12520	12390	12520	12390	12390	9520	9660	3350	2830	2480	2650
	2,5	10670	10860	10680	10860	10700	10680	8550	8660	3210	2580	2470	2640
	3,0	9340	9540	9350	9540	9430	9350	7780	7880	3090	2430	2460	2630
	4,0	7450	7640	7530	7640	7590	7450	6580	6680	2930	2250	2450	2610

Trotz des umfangreichen Tabellenkatalogs fällt die Verwendung der angegebenen Tafelwerte in der praktischen Anwendung vielfach schwer, da diese Methodik eine Unterteilung aller relevanten Einflussgrößen in ein ausreichend enges Raster erforderlich macht und die Ablesung eines sinnvollen Wertes aufgrund der teilweise erheblichen Sprünge zweier benachbarter Werte erschwert. Zudem gehen bei einem solchen Vorgehen sämtliche mechanischen Zusammenhänge verloren und dem planenden Ingenieur wird jegliche Möglichkeit genommen, seine Ergebnisse zumindest qualitativ zu überprüfen. So ist beispielsweise völlig unbekannt, welcher Zug und welche Zuggeschwindigkeit für den entsprechenden Tabellenwert verantwortlich ist, oder was im Fall einer Stützweite  $L = 12,3$  m zu tun ist (siehe Tabelle 1-1).

Eine wesentliche Motivation dieser Dissertation besteht demnach in der Untersuchung von allgemeingültigen Gesetzmäßigkeiten der dynamischen Tragwerksreaktion von Eisenbahnbrücken, die den Tragwerksplaner im Gegensatz zu den derzeit verfügbaren Informationen in die Lage versetzen, die Resonanzgefahr im Zuge der Bemessung einer Eisenbahnbrücke auf Grundlage mechanischer Kenngrößen zu beurteilen und diese gegebenenfalls sinnvoll zu verändern. Eine weiterer Antrieb zur Erstellung dieser Arbeit ergab sich aus der eigenen beruflichen Erfahrung, bei der im Rahmen der dynamischen Tragwerksanalysen der Taiwan High Speed Rail wiederholt Fragestellungen auftraten, die während der Projektbearbeitung aufgrund mangelnder wissenschaftlicher Erkenntnisse auf dem Gebiet der Eisenbahndynamik nicht zufriedenstellend gelöst werden konnten. In diesem Zusammenhang wurde auch deutlich, dass für aktuelle Hochgeschwindigkeitsstrecken, wie sie momentan vermehrt in Asien geplant und gebaut werden, aus verschiedenen

Gründen die aufgeständerte Bauweise als Einfeldträgerkette sehr häufig zur Anwendung kommt. Dabei erweisen sich Stützweiten zwischen  $L = 25\text{m}$  bis  $35\text{m}$  oftmals als wirtschaftlichste Variante. Die dynamische Beurteilung solcher mehrere hundert Kilometer langen Hochgeschwindigkeitstrassen stellt hohe fachliche Anforderungen an den beteiligten Ingenieur und erfordert umfangreiche, zeit- und kostenintensive Tragwerksanalysen für strukturell häufig sehr ähnliche Bauwerke. Die Entwicklung eines auf einfachen mechanischen Zusammenhängen basierenden Modells zur Abschätzung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken erscheint unter Berücksichtigung dieser Aspekte als sehr sinnvoll und hilfreich.

Die Erfordernis weiterführender Informationen zur Brückendynamik ist jedoch auch im vorhandenen Streckennetz der Bundesrepublik Deutschland von Interesse, da das Durchschnittsalter der knapp 30.000 Eisenbahnbrücken mittlerweile mehr als 70 Jahre beträgt und die Ertüchtigung bzw. Erneuerung des Brückenbestands eine wesentliche Aufgabe der Deutschen Bahn AG in den nächsten Jahren darstellen wird [DB-Leitfaden (2008)]. Im Zusammenhang mit der in dieser Arbeit behandelten Thematik der Dynamik von Eisenbahnbrücken ist es insbesondere bemerkenswert, dass etwa 96% aller Brücken eine Stützweite von weniger als 30m aufweisen, und gerade diese Stützweiten sich als potentiell kritisch in der Beurteilung der Resonanzgefährdung erweisen. Wird beispielsweise eine bestehende Strecke dem steigenden Bedürfnis nach höheren Reisegeschwindigkeiten angepasst, so ist eine Beurteilung der Brücke hinsichtlich ihres Verhaltens unter Hochgeschwindigkeit unumgänglich. Der Brückenbestand der Deutschen Bahn AG stellt ein wichtiges Teilsystem der Eisenbahninfrastruktur dar und erfordert aufgrund der hohen Investitionskosten eines Neubaus einen Nutzungszeitraum von 100 Jahren und mehr bei stetig wachsenden Anforderungen, z.B. hinsichtlich der Reisegeschwindigkeit. Die vorliegende Arbeit soll unter anderem dazu beitragen, die notwendigen Informationen für die Beurteilung einer möglichen Resonanzgefährdung zur Verfügung zu stellen.

### 1.2 Zielsetzung

Mit dieser Arbeit wird zunächst das Ziel verfolgt, alle wesentlichen Einflussgrößen bei der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken zu identifizieren und diese hinsichtlich allgemein gültiger Gesetzmäßigkeiten zu untersuchen. Somit können bereits im Vorfeld einer umfangreichen dynamischen Tragwerksanalyse die relevanten Parameter bestimmt und die Beurteilung der Resonanzgefährdung zielgerichteter durchgeführt werden. Die Untersuchungen werden dabei auf balkenartige Eisenbahnbrücken als Einfeldträger beschränkt. Einerseits stellen diese eine sehr häufig verwendete Konstruktionsweise im Eisenbahnbrückenbau dar, und andererseits reagieren Einfeldträger im Vergleich zu Rahmen oder durchlaufenden Systemen deutlich empfindlicher auf die Wechselbeanspru-

chung eines überfahrenden Zuges und können als die potentiell kritischsten Tragwerke eingestuft werden.

Die gewonnenen Informationen sollen im weiteren Verlauf zur Entwicklung eines vereinfachten Verfahrens führen, welches als Ergebnis die maximale dynamische Tragwerksreaktion von Eisenbahnbrücken infolge der Einwirkung überfahrender Hochgeschwindigkeitszüge liefert. Dabei wird auf das in der Baudynamik häufig angewendete *Antwortspektrenverfahren* zurückgegriffen, welches sich z.B. im Erdbebeningenieurwesen seit vielen Jahren als praxistaugliches Näherungsverfahren zur Bestimmung der dynamischen Bauwerksantwort etabliert hat. Die gewählte Vorgehensweise macht eine explizite dynamische Berechnung in der praktischen Anwendung überflüssig und ist zudem ohne tiefgreifende Kenntnisse im Bereich der Baudynamik anwendbar.

### 1.3 Vorgehensweise

Zunächst erfolgt in *Kapitel 2* eine kurze Darstellung der geschichtlichen Entwicklung der Eisenbahnlasten vom Beginn der Eisenbahn bis heute. Dies soll im Wesentlichen dazu dienen, die aktuellen normativen Regelungen im Kontext zu ihrer Entstehungsgeschichte zu betrachten. Der Fokus liegt dabei auf den Hintergrundinformationen zu den entsprechenden Lastbildern und den zugehörigen Schwingbeiwerten, und stellt damit eine Übersicht über den aktuellen Stand der Technik dar. Insbesondere die Erläuterungen zu den Berechnungsgrundlagen für resonanzgefährdete Brücken am Ende des Kapitels bilden die Basis der in dieser Arbeit verwendeten Grundbegriffe und Zusammenhänge und definieren die Grenze zwischen den bereits anerkannten Regeln der Technik in der Eisenbahndynamik und der derzeit regen Forschungstätigkeit auf diesem Gebiet.

*Kapitel 3* enthält eine Zusammenfassung der relevanten Grundlagen zur Dynamik von Brücken unter bewegten Lasten. Dieser Abschnitt gibt unter anderem einen Einblick in die Anwendung dynamischer Rechenverfahren, welche für die Problemstellung von orts- und zeitveränderlichen Einwirkungen geeignet sind. Im Anschluss werden noch einige Aspekte diskutiert, die speziell für die Dynamik von Eisenbahnbrücken von Bedeutung sind, so z.B. deren Modellbildung hinsichtlich der Ermittlung der Eigenfrequenzen sowie die Einordnung der in einer dynamischen Berechnung berücksichtigten Bauwerksdämpfung in Relation zu tatsächlichen Werten aus Messungen. Das Kapitel schließt mit Informationen zu den angeregten Eigenformen des Systems, die sich aus dem Belastungsverlauf einer Zugüberfahrt ergeben und einigen Anmerkungen zur Interaktion des dynamischen Systems Zug-Brücke.

Den zentralen Teil dieser Arbeit bildet *Kapitel 4*, in dem die zusammengetragenen Informationen zur dynamischen Tragwerks- und Lastidealisierung der beiden voran gestellten Kapitel in einem ersten Schritt zur Definition und Beschreibung des in dieser Arbeit ver-

wendeten Berechnungsmodells dienen. Im Weiteren erfolgt dann eine ausführliche Identifikation und Diskussion der wesentlichen Einflussgrößen, wie z.B. die Stützweite, die Zuggeschwindigkeit, die Bauwerksdämpfung oder die günstig wirkende Lastverteilung des Oberbaus. Die daran anschließenden Parameteruntersuchungen dienen der Ermittlung des maximalen dynamischen Biegemoments in Feldmitte, welches sehr anschaulich dem Vergleichswert des Lastbildes UIC 71, das zur Bemessung von Brücken ohne Resonanzgefahr verwendet wird, gegenübergestellt werden kann. Daran anknüpfend werden Diagramme zur dynamischen Vergrößerung hergeleitet, die für eine Referenzdämpfung  $\zeta = 1\%$  sämtliche Abhängigkeiten in einer Darstellung vereinen. Die Übertragung dieser Ergebnisse auf andere Schnitt- und Formänderungsgrößen sowie ein Verfahren zur Berücksichtigung beliebiger Bauwerksdämpfungen runden diesen Teil der Arbeit ab und liefern alle erforderlichen Informationen zur Entwicklung eines vereinfachten Verfahrens zur Erfassung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken.

*Kapitel 5* enthält einen Vorschlag zur einfachen Berücksichtigung der zuvor identifizierten dynamischen Effekte, welcher in der Definition eines „*Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken*“ mündet. Hier wird die auf das Lastbild UIC 71 bezogene Tragwerksantwort mit den zugehörigen kritischen Zuggeschwindigkeiten verknüpft und unter Beachtung der maximal zu berücksichtigenden Geschwindigkeit der Maximalwert im möglichen Geschwindigkeitsbereich gesucht. Anhand praxisrelevanter Beispiele wird abschließend die Erstellung und Anwendung des Antwortspektrums illustriert. Diese verdeutlichen darüber hinaus, wie das Tragsystem im Fall übermäßiger Resonanzschwingungen modifiziert werden kann, so dass eine wirtschaftliche Bemessung möglich wird.

Die Entwicklung von Vordimensionierungshilfen in *Kapitel 6*, die eine Aussage hinsichtlich der Notwendigkeit einer expliziten dynamischen Berechnung liefern, rundet diese Arbeit ab. Hierzu werden Grenzwerte der minimal erforderlichen Eigenfrequenz abgeleitet, bei deren Einhaltung die dynamisch ermittelten Tragwerksreaktionen hinter denen einer konventionellen statischen Betrachtung mit dem normativ verankerten Ersatzlastbild zurückbleiben. Bei Einhaltung dieses Kriteriums kann die dynamische Wirkung infolge Zugüberfahrten bei der Bemessung der Brücke komplett vernachlässigt werden, was gleichbedeutend mit dem Vorliegen einer Mindeststeifigkeit einhergeht, die zwangsläufig zu einem robusten Tragwerk führt.

*Kapitel 7* schließt mit einem kurzen Resümee der vorliegenden Arbeit und gibt einen kurzen Ausblick auf sinnvolle zukünftige Forschungsaktivitäten im Bereich der Dynamik von Eisenbahnbrücken.

## 2 EINWIRKUNGEN AUF EISENBAHNBRÜCKEN

### 2.1 Einführung

Das vorliegende Kapitel umfasst einen übersichtlichen Abriss über die geschichtliche Entwicklung der Eisenbahnlasten. Die chronologische Aufzählung wird an ausgewählten Stellen um etwas ausführlichere Hintergrundinformationen ergänzt, so dass neben der rein historischen Abfolge der technischen Regelwerke der derzeitige Stand der Technik und Wissenschaft hinsichtlich der (dynamischen) Belastung von Eisenbahnbrücken kompakt dargestellt wird. Ausgangspunkt für die stetige Entwicklung der Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken waren dabei im Wesentlichen die fortwährende Erhöhung der Achslasten und des Verkehrsvolumens und in jüngster Vergangenheit insbesondere der Trend zu hohen Reisegeschwindigkeiten jenseits der 300km/h. Moderne Fernverkehrsstrecken in der ganzen Welt werden mittlerweile häufig durch reinen Hochgeschwindigkeitsverkehr befahren und erfordern dementsprechend eine anspruchsvolle dynamische Untersuchung bezüglich eventuell auftretender Resonanzeffekte bei der Brückenüberfahrt.

### 2.2 Historische Eisenbahnlasten für Brücken

In den Anfängen des Eisenbahnbrückenbaus Mitte des 19. Jahrhunderts wurden der statischen Berechnung meist die Lasten aus aktuell vorhandenen Betriebszügen zugrunde gelegt. Der in Deutschland von 1845 bis 1876 gebräuchliche Betriebszug bestand aus einer ca. 7m langen Lok, deren Höchstgeschwindigkeit 40km/h betrug [Weber (1999), Schaechterle, K. (1922), Schaechterle, K. (1925)]. Petersen (1996) berichtet, dass bereits 1847 theoretische Untersuchungen in Großbritannien angestellt wurden, die Schadensfälle an Eisenbahnbrücken dokumentierten und auf Schwingwirkungen bei der Zugüberfahrt zurückführten. Schon damals verfolgte man das praxisorientierte Ziel, die Berechnung einer Eisenbahnbrücke mit statischen Ersatzlasten durchzuführen, welche die dynamische Wirkung durch den überfahrenden Zug auf eine beliebige Systemantwort  $Y$  mittels eines Vergrößerungsfaktors  $\Psi$  abdecken:

$$Y_{\text{dyn}} = \Psi \cdot Y_{\text{stat}} \qquad \text{Gl. 2-1}$$

Dynamische Spannungserhöhungen in eisernen Eisenbahnbrücken wurden in der damaligen Zeit hauptsächlich dem Überfahren von Zügen über Schienenstöße zugeschrieben [Weber (1998)]. In Deutschland wird die erstmalige Erwähnung eines dynamischen Vergrößerungsfaktors beim Standsicherheitsnachweis einer Eisenbahnbrücke auf *Heinrich Gerber* (1832-1912) zurückgeführt [Bagayoko et al. (2008)]. Er verwendete beim Bau der Rheinbrücke Mainz 1860/61 eine sogenannte Fahrziffer  $\delta = 3,0$ , die er 1874 auf  $\delta = 1,5$  reduzierte. Mit fortschreitender Zeit wurden hierfür dann auch die Begriffe Stoßziffer

oder Stoßzahl gebräuchlich. Ab etwa 1870 setzten sich allmählich auch behördliche Regelungen zu den anzusetzenden Verkehrslasten auf Eisenbrücken durch. So enthielten die bautechnischen Regelwerke der Bayerischen, Sächsischen und Württembergischen Staatsbahnen Festlegungen hinsichtlich eines Lastbildes oder einer Stoßzahl [Weber (1998), Weber (1999)]. Neben dem Ansatz Heinrich Gerbers existierten Ende des 19. Jahrhunderts nach Petersen (1996) einige weitere Vorschläge zur Definition der Stoßzahl  $\Psi$  (häufig auch mit der Abkürzung  $\phi$  bezeichnet), so z.B. *Winkler/Krohn* ( $\Psi = 1,3$ ), *Clericetti* ( $\Psi = 2,0$ ) oder *Engesser* ( $\Psi = 1,67 + (20-L)^2/1000$  für Stützweiten  $L \leq 20\text{m}$  und  $\Psi = 1,67$  für  $L > 20\text{m}$ ). Die erste theoretische Arbeit zu diesem Thema wird 1893 von *Joseph Melan* (1853-1941), TH Brunn, veröffentlicht. Er berechnete die Stoßzahl  $\Psi$  unter der Voraussetzung, dass ein massebehaftetes Fahrzeug eine Bahnkurve entsprechend der am Kraftereinwirkungsort sich einstellenden Durchbiegung der Brücke durchfährt (siehe Abb. 2-1).

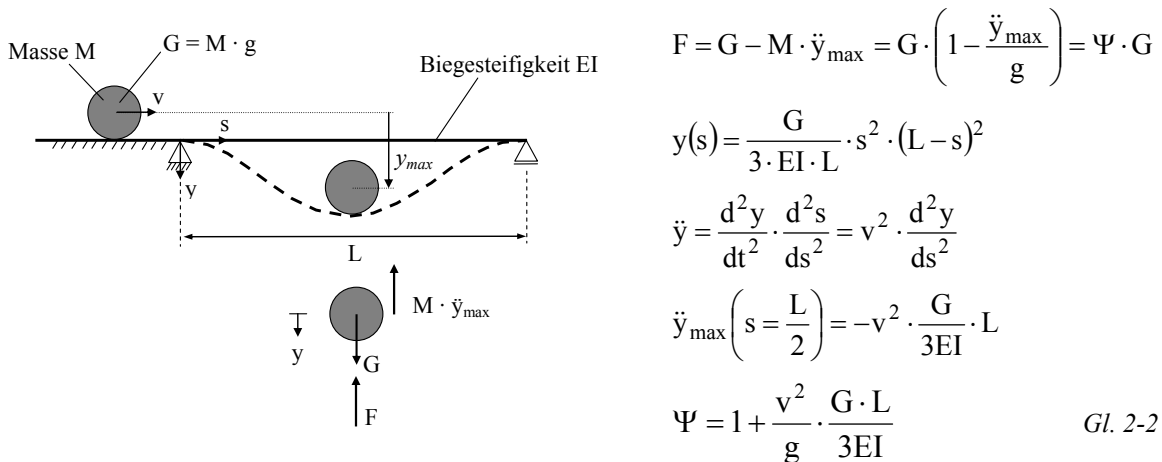


Abb. 2-1: Ermittlung der Stoßzahl  $\Psi$  nach Joseph Melan [Petersen (1996)]

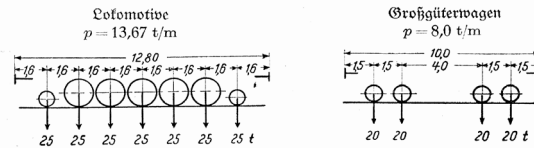
Dabei vernachlässigte *Melan* die Trägheitskraft der Brücke und formulierte die auf die Brücke abgesetzte Kraft  $F$  über die dynamische Gleichgewichtsbedingung in Feldmitte unter Berücksichtigung der Gewichtskraft  $G$  des Zuges sowie der D'Alembertschen Trägheitskraft ( $M \cdot \ddot{y}_{\max}$ ). Auf Grundlage dieser analytisch abgeleiteten Stoßzahl  $\Psi$  entwickelt *Melan* eine vereinfachte Beziehung für Hauptbahnen, die zusätzlich baupraktische Einflüsse wie z.B. die Nachgiebigkeit der Querträger oder die Wirkung der Schläge infolge von ca. 10m auseinander liegenden Schienenstößen mitberücksichtigt [Weber (1998), Petersen (1996) mit Verweis auf Melan (1893)]:

$$\Psi = 1,14 + \frac{8}{L + 10} \quad \text{mit } L \text{ in [m]} \quad \text{Gl. 2-3}$$

Eine einheitliche Definition der anzusetzenden Betriebslastenzüge und der zugehörigen Stoßzahlen erfolgte 1922 mit der vorläufigen „Vorschrift für Eisenbauwerke; Berechnung für eiserne Eisenbahnbrücken“ [BE (1922)], die 1925 mit der 2. Auflage verbindlich wur-

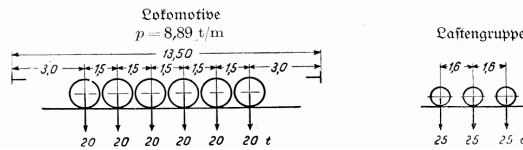
de. Hier wurden drei unterschiedliche Lastbilder in Form der Lastenzüge N (schwer), E und G (leicht) eingeführt. Der leichte Regellastenzug G entsprach dabei ungefähr den schwersten bis 1922 vorkommenden Betriebslastenzügen.

Laftenzug N



Tafel 3 Stoßzahl $\varphi$ bei Brücken				
	I	II	III	IV
Stützweite $l$	mit Schienen unmittelbar oder mit Unterlagplatten auf den Haupt- oder Längsträgern	mit Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern und im Falle I, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind	mit durchgehender Bettung und im Falle II, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind	mit durchgehender Bettung, wenn Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind
$m$	$\varphi = 1,20 + \frac{17}{l+28}$	$\varphi = 1,19 + \frac{21}{l+46}$	$\varphi = 1,11 + \frac{56}{l+144}$	$\varphi = 1,00 + \frac{60}{l+156}$

Laftenzug E



Laftenzug G

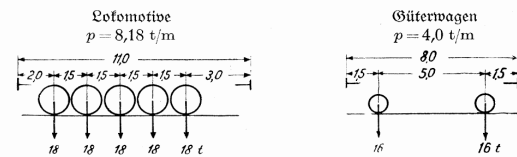


Abb. 2-2: Lastenzüge N, E und G aus BE (1925) mit entsprechenden Stoßzahlen (damalige Bezeichnung: Stoßzahl  $\varphi$ )

Für diese Lastenzüge musste bereits damals je nach Brückenlänge die ungünstigste Laststellung durch vorgegebene Kombinationsregeln ermittelt werden. Dabei waren durch Auswertung der Einflusslinie für die jeweils betrachtete Schnittgröße die Lastbilder beliebig zu kürzen, voneinander zu trennen und in Bereichen von Einflusszahlen mit entgegengesetztem Vorzeichen zu reduzieren [Kollmar & Jacoby (1954)]. Die Lastbilder zeichneten sich generell durch eine symmetrische Anordnung der Achslasten aus, wobei beim Lastenzug N bereits ein Maximalwert von  $P = 25t$  (Lok) bzw.  $P = 20t$  (Güterwagen) zu berücksichtigen war. Über diese drei Regellastenzüge hinaus war die Möglichkeit gegeben, Brücken bei entsprechender Streckenklassifizierung für die Lastenzüge H ( $= 0,9 \cdot G$ ), J ( $= 0,8 \cdot G$ ) und K ( $< 0,8 \cdot G$ ) zu bemessen. Die in BE (1925) angegebenen Vergrößerungsfaktoren (damalige Bezeichnung Stoßzahl  $\varphi$ ) wurden im Wesentlichen danach unterschieden, ob die Schienen unmittelbar oder mittelbar über Sekundärtragglieder bzw. Schotter auf dem Brückentragwerk angeordnet waren. Die in BE (1925) getroffenen Regelungen wurden unverändert in die Dienstvorschrift (DV) 804 der Deutschen Reichsbahn [BE (1934)], Ausgabe 1934, übernommen. Erste Angaben zu Stoßzahlen für massive Eisenbahnbrücken sind laut Bagayoko (2008) in den „Berechnungsgrundlagen für massive Brücken“, Ausgabe 1930, zu finden. Die dort angegebenen dynamischen Vergrößerungsfaktoren nehmen für kurze Stützweiten ( $L \leq 10m$ ) bei unmittelbarer Belastung von Fahrbahntafel oder Längsträger Werte bis maximal  $\Psi = 1,4$  an. Im Berichtigungsblatt 7 zur BE, Ausgabe 1944, fand eine Vereinfachung der anzusetzenden Stoßzahlen statt, bei der nunmehr lediglich zwei Fälle unterschieden werden mussten:

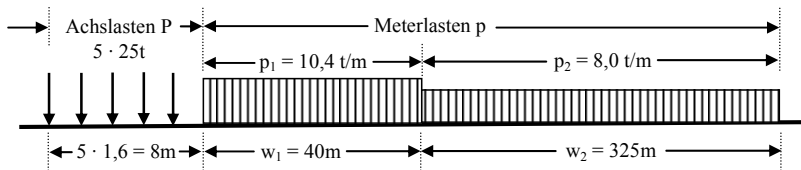


$$\Psi = 1,00 + \frac{60}{L[m] + 150} \quad (\text{Fall A} = \text{Fall IV gem. BE (1925)}) \quad \text{Gl. 2-4}$$

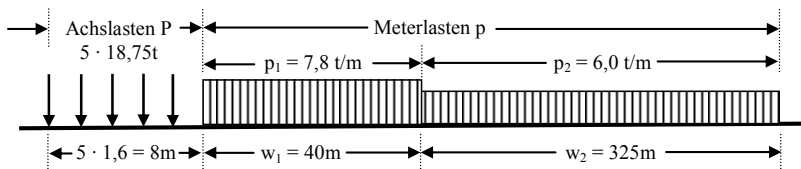
$$\Psi = 1,00 + \frac{15}{L[m] + 30} \quad (\text{Fall B}) \quad \text{Gl. 2-5}$$

Dabei galt der Fall B für Brücken mit Spannweiten  $L \leq 10\text{m}$  und Schienen, welche unmittelbar oder mit Unterlegplatten auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern gelagert waren. Für alle übrigen stählernen Eisenbahnbrücken war Fall A maßgebend. Die symmetrische Anordnung der Lastenzüge N, E und G wurde bei der Neuauflage der BE (4. Auflage, 1951) zugunsten der Variante eines lokbespannten Lastenzuges abgeändert. Die neuen Lastenzüge S (1950) und L (1950) stellten absichtlich nicht reale Betriebszüge dar, sondern sollten als einfache allgemeine Lastbilder verstanden werden, welche die Beanspruchungen einer Eisenbahnbrücke unter damals aktuellen und zukünftigen Schienenfahrzeugen zutreffend beschreiben (siehe Abb. 2-3).

Schwerer Lastenzug S (1950)



Leichter Lastenzug L (1950) = 75% der Lastwerte von S (1950)



$L_\Phi[m]$	$\Psi$	$L_\Phi[m]$	$\Psi$
$\leq 0,5$	1,60	24	1,35
2	1,54	28	1,34
4	1,50	35	1,33
6	1,47	40	1,32
8	1,45	60	1,29
10	1,43	80	1,26
12	1,41	100	1,24
16	1,39	120	1,22
20	1,37	$\geq 150$	1,20

Abb. 2-3: Darstellung der Lastenzüge S und L aus BE (1951) mit Schwingbeiwerten  $\Psi$

Das neue Lastbild S (1950) wurde dabei bewusst zwischen den schweren Regellastenzügen E und N der BE (1925) angesiedelt, da in der Zeit bis 1950 nicht der Anfang der 1920er Jahre prognostizierte überproportionale Anstieg der Verkehrslasten eingetreten war, wie es sich in der Vergangenheit bis zur Einführung der BE (1922) angedeutet hatte. Der überschätzten Achslastentwicklung und den damit verbundenen erhöhten Investitionskosten wurde bereits 1946 unter dem Einfluss der Baustoffnot der Nachkriegszeit mit einer „Notlösung“ Rechnung getragen, indem neue und zu verstärkende Brücken nur noch nach dem Lastenzug E (1922) zu berechnen waren. Der schwerste Betriebslastenzug von 1950 (Lok D44 bzw. D45 mit entsprechenden Güterwagenreihungen) entsprach ungefähr diesem Regellastenzug E (1922) (siehe Abb. 2-4). Auf Grundlage von Messungen wurde in BE (1951) auch die Definition der Stoßzahl  $\Psi$ , nun unter dem Begriff Schwingbei-

wert  $\varphi$ , angepasst. Für maßgebende Stützweiten  $L_\varphi > 28\text{m}$  galt weiterhin die bereits bekannte analytische Beziehung nach Gl. 2-4. Im Bereich von Stützweiten  $L \leq 28\text{m}$  war eine Erhöhung vonnöten. Der Maximalwert des Schwingbeiwertes lag nun für den theoretischen Wert einer Stützweite  $L \leq 0,5\text{m}$  bei  $\Psi = 1,60$  (siehe Abb. 2-3). Einen grafischen Vergleich des Schwingbeiwertes gemäß der Festlegung nach BE (1951) mit vorhergehenden Definitionen deutscher Bahnen sowie einigen ausländischen Bahnen zeigt Abb. 2-5.

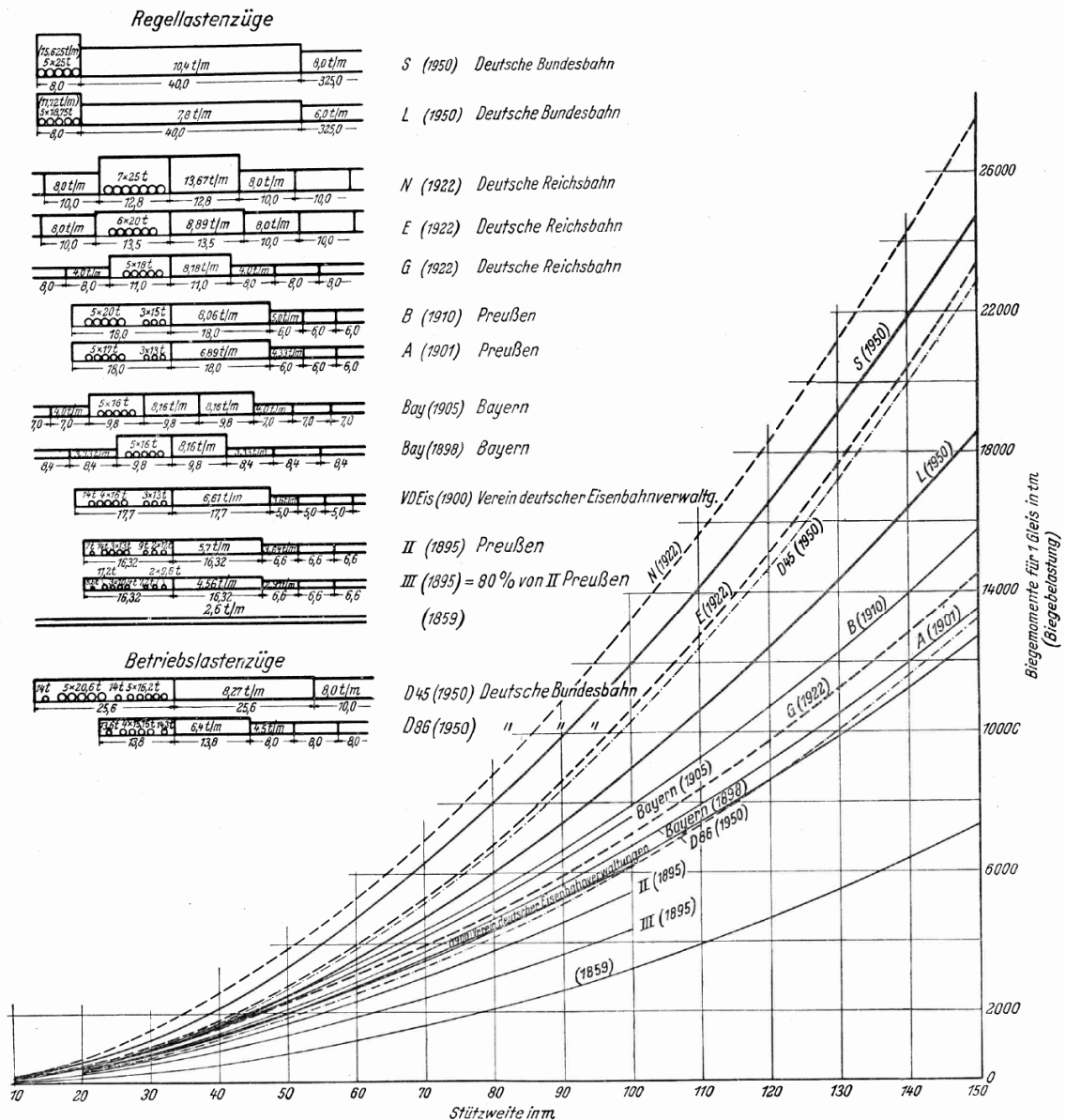


Abb. 2-4: Darstellung der Regellastenzüge für Eisenbahnbrücken von 1859 bis 1950 anhand des maximalen Biegemoments (in  $\text{t}\cdot\text{m}$  !) am Einfeldbalken [Kollmar & Jacoby (1954)]

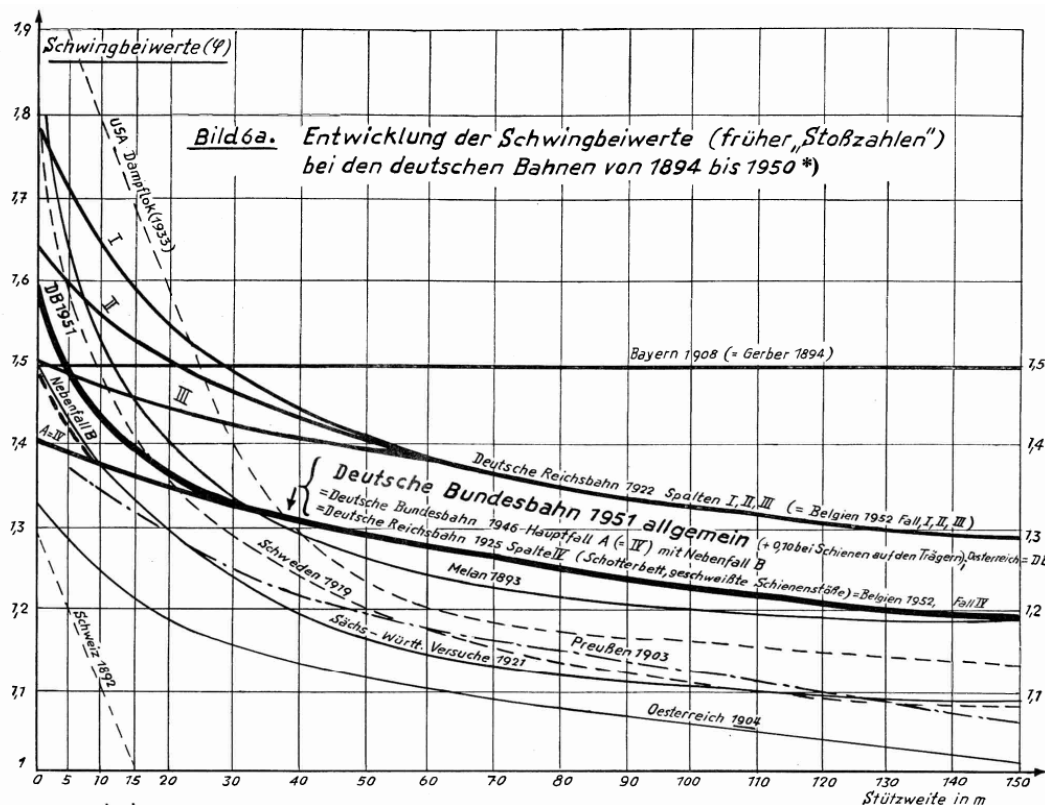


Abb. 2-5: Entwicklung der Schwingbeiwerte  $\Psi$  (damalige Bezeichnung:  $\varphi$ ) bei den deutschen Bahnen von 1894 bis 1950 (entnommen aus Kollmar & Jacoby (1954))

### 2.3 Aktuell gültige Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

#### 2.3.1 Allgemeines

Derzeit sind seitens des Eisenbahnbundesamtes (EBA) in Deutschland zwei Regelwerke bauaufsichtlich eingeführt, die für die Berechnung und Bemessung von Eisenbahnbrücken anzuwenden sind. Dabei enthält der DIN-Fachbericht 101 (2003) im Wesentlichen die Angaben zum statischen Lastbild einschließlich des zugehörigen Schwingfaktors für Brücken ohne Resonanzgefahr. Die Richtlinie 804 (2003) der Deutschen Bahn AG regelt im Gegensatz dazu sämtliche Vorgaben zu einer dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken bei Zugüberfahrt im Falle einer Resonanzgefahr und enthält Entscheidungskriterien, für welchen Fall eine aufwendige dynamische Berechnung erforderlich ist (siehe auch Kapitel 2.3.3.1).

### 2.3.2 Brücken ohne Resonanzgefahr

#### 2.3.2.1 Das Lastmodell UIC 71

Das aktuell gültige statische Belastungsbild zur Bemessung von Eisenbahnbrücken ist das Lastmodell UIC 71, oft auch LM 71 genannt (siehe Abb. 2-6). Es ist durch eine symmetrische Lastanordnung gekennzeichnet und deckt im Zusammenhang mit dem dynamischen Beiwert oder Schwingfaktor  $\Phi$  sowohl schwere, langsam fahrende Güterzüge als auch schnell fahrende Reisezüge ab.

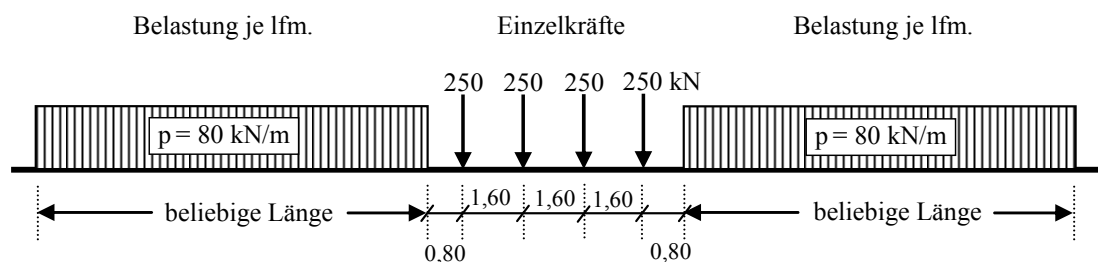


Abb. 2-6: Belastungsbild UIC 71 zur Berechnung von nicht-resonanzgefährdeten Brücken [DIN-FB 101 (2003)]

Bei der Ermittlung der maximalen Schnittgrößen, Auflagerkräfte sowie der Formänderungen sind gegebenenfalls die Anzahl der Einzellasten zu mindern und die Streckenlasten zu teilen. Die Grundlagen, welche der Entwicklung des Lastbildes UIC 71 zugrunde liegen, sind ausführlich in Kapitel 2.3.2.2 erläutert. Der Schwingfaktor  $\Phi$  deckt die dynamischen Effekte ab, die sich durch das Befahren einer Brücke mit bewegten Lasten einstellen. Er beinhaltet jedoch keine Resonanzerscheinungen, wie sie bei ungünstiger Konstellation der Wagonlänge von Reisezügen für kurze bis mittlere Stützweiten und hohe Zuggeschwindigkeiten auftreten können. Der Schwingfaktor  $\Phi$  war ursprünglich in Abhängigkeit der betrachteten Schnittgröße (Biegemoment, Querkraft) und dem Erhaltungszustand der Strecke zu wählen (UIC 776-1 E (1994), vgl. Anhang, Tabelle A-1). Im DIN-FB 101 (2003) ist aus Gründen der Vereinfachung nur noch eine Unterscheidung hinsichtlich der Gleisqualität vorgesehen. Es gilt:

- für sorgfältig instand gehaltene Gleise

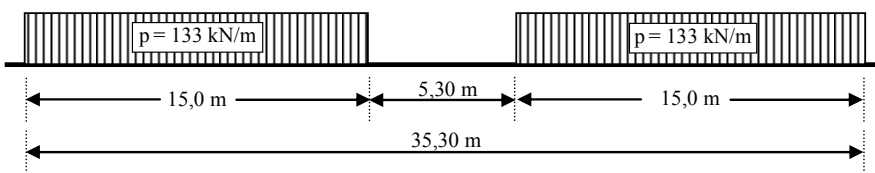
$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad 1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad \text{Gl. 2-6}$$

- für Gleise mit normaler Instandhaltung

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad 1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,0 \quad \text{Gl. 2-7}$$

Die Größe  $L_\Phi$  repräsentiert dabei für jedes Tragelement von Eisenbahnbrücken (z.B. Querträger, Kragarme in Brückenquerrichtung, Hauptträger als Einfeldträger, Durchlaufträger, Rahmen, Bogen etc.) die individuell festzulegende *maßgebende Länge*. Für einen Einfeldträger entspricht die maßgebende Länge  $L_\Phi$  der Stützweite  $L$ . Die dynamischen Beiwerte  $\Phi$  wurden für Biegeschwingungen an Einfeldträgern ermittelt. Die Länge  $L_\Phi$  ermöglicht es, diese Schwingfaktoren auf tragende Bauteile mit anderen Auflagerbedingungen zu übertragen. Der Schwingfaktor  $\Phi$  ist für alle unterschiedlichen Bauweisen identisch, wobei auch kein Unterschied zwischen einer unmittelbaren Anbringung der Schienen an das Tragwerk oder einer Verlegung der Schienen im Schotterbett gemacht wird. Bei Systemen mit Vorzeichenwechsel der Einflusslinie (z.B. Durchlaufträger) ist zusätzlich zum Lastbild UIC 71 das Lastbild SW/0 (früher SW) bei der Ermittlung der Stütz- und Schnittgrößen zu berücksichtigen. Sind auf der Strecke Schwerwagentransporte vorgesehen, so ist für alle statischen Systeme das Schwerlastmodell SW/2 (früher SSW) anzuwenden (siehe Abb. 2-7).

Belastungsbild SW/0



Belastungsbild SW/2

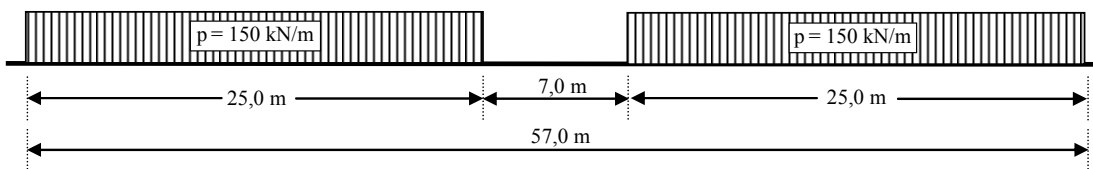


Abb. 2-7: Zusätzliche Belastungsbilder SW/0 und SW/2

Diese beiden Lastbilder brauchen bei der Ermittlung der maximalen Beanspruchung im Gegensatz zum UIC 71 weder geteilt noch gekürzt werden. Die Einführung der zusätzlichen Lastbilder SW/0 und SW/2 wurde notwendig, da das Lastmodell UIC 71, wie in Kapitel 2.3.2.2 noch eingehend erläutert, anhand aufwendiger Parameterrechnungen vorwiegend an Einfeldträgern entwickelt wurde und sich in der praktischen Arbeit bei Schwerlastverkehr auf Durchlaufträgern keine zuverlässige Abdeckung der auftretenden Beanspruchungen bei alleiniger Berücksichtigung von UIC 71 ergab [Quoos & Fila (1998)].

Es bleibt abschließend zu erwähnen, dass durch Klassifizierung der vertikalen Verkehrslasten mittels eines Faktors  $\alpha$  die Möglichkeit zur Abbildung von Strecken mit gegenüber dem normalen Verkehr schwererem oder leichterem Verkehr gegeben ist. Die um den

Schwingfaktor  $\Phi$  erhöhten Biegemomente und Querkräfte sind dann bis zu dreimal um 10% zu vergrößern oder zu verkleinern, so dass sich Klassifizierungsfaktoren  $\alpha$  von (0,75; 0,83; 0,91) bzw. (1,1; 1,21; 1,33) ergeben. Eine Klassifizierung ist im Einzelfall mit dem Netzbetreiber unter Abstimmung mit dem EBA festzulegen.

### 2.3.2.2 Hintergründe zur Entwicklung des Lastmodells UIC 71

Die weitere Entwicklung der Lastannahmen für Eisenbahnbrücken ab Mitte der 1950er Jahre war von der Vorstellung geprägt, ein einheitliches Regelwerk hinsichtlich eines Lastbildes und eines Schwingbeiwerts für alle 16 europäischen Eisenbahnverwaltungen zu schaffen. Der Internationale Eisenbahnverband UIC (Union Internationale des Chemins de Fer) mit Sitz in Paris und dessen damaliges Forschungs- und Entwicklungsinstitut ORE (Office de Recherches et d'Essais), Utrecht, gründeten aus dieser Veranlassung heraus im Juni 1955 den Sachverständigenausschuss (SVA) D23 mit dem Titel „Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken“ [Weber (1998)]. Dieses Gremium setzte sich aus Fachleuten des Brückenbaus, der Baudynamik und der Brückenmesstechnik einer Vielzahl europäischer Staaten zusammen und machte es sich zur Hauptaufgabe, anhand umfangreicher Schwingungsmessungen an insgesamt 38 geraden Brückenbauwerken aller Bauarten und an einer Modellbrücke im Maßstab 1:8 Informationen zum Schwingbeiwert  $\Psi$  zu sammeln und auf eine analytische Grundlage zu stellen. Die Messungen wurden mit damals aktuellen Zügen und Geschwindigkeiten zwischen  $0 \leq v \leq 240$  km/h durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, die dynamische Beanspruchung von Eisenbahnbrücken in Form eines dynamischen Zuwachses  $\phi$  zu definieren, der jedoch eindeutig von dem Begriff des Schwingbeiwerts  $\Psi$ , in früheren Jahren oftmals leider auch als Schwingbeiwert  $\phi$  bezeichnet, zu unterscheiden ist:

$$\phi = \frac{Y_{\text{dyn}}}{Y_{\text{stat}}} - 1 = \Psi - 1 \quad \text{Gl. 2-8}$$

Die Auswertung der Messergebnisse bestätigte theoretische Voruntersuchungen, dass der dynamische Zuwachs vorherrschend von der Zuggeschwindigkeit  $v$ , der Stützweite  $L$  sowie der 1. Biege-Eigenfrequenz  $n_{0,\text{bel}}$  der belasteten Brücke abhängt. Aus diesem Grund wurde ein dimensionsloser Beiwert  $k_1$  definiert, der alle erwähnten Parameter umfasste:

$$k_1 = \frac{v}{2 \cdot L \cdot n_{0,\text{bel}}} \quad \text{Gl. 2-9}$$

Mittels einer Regressionsanalyse über alle Messwerte wurde dann ein Ansatz entwickelt, welcher es erlaubte, den *dynamischen Zuwachs*  $\phi'$  für ein ungestörtes Gleis, d.h. ohne Gleislagefehler, mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln:

$$\varphi' = \frac{k_1}{1 - k_1 + k_1^2} \quad \text{Gl. 2-10}$$

Diese analytische Beziehung für den dynamischen Zuwachs  $\varphi'$  ist von der Bauart des Überbaus unabhängig. Es zeigte sich jedoch, dass die Standardabweichung der gemessenen  $\varphi'$ -Werte bei Stahlüberbauten größer war als bei Massivüberbauten. Diese Ergebnisse sind in ausführlicher Form im Abschlussbericht der Arbeiten des ORE-SVA D23 vom April 1970 dokumentiert [D23-RP17 (1970)]. Ein wesentlicher Nachteil der Beziehung nach Gl. 2-10 bestand jedoch darin, dass der dynamische Zuwachs über  $k_1$  von der Eigenfrequenz der belasteten Brücke abhängt, welche von vorneherein nicht bekannt ist. Aus diesem Grund griff der „UIC-Unterausschuss Brücken – Arbeitsgruppe 7/J/8 (Vereinheitlichung der Lastannahmen)“ Anfang der 1970er Jahre die Empfehlungen des ORE-SVA D23 nochmals auf und entwickelte anhand der vorhandenen Messergebnisse eine Beziehung, welche nur noch die 1. Eigenfrequenz  $n_0$  der *unbelasteten Brücke* enthielt (siehe Abb. 2-8):

$$\varphi' = \frac{k_0}{1 - k_0 + k_0^4} \quad \text{mit} \quad k_0 = \frac{v}{2 \cdot L \cdot n_0} \quad (0 \leq k_0 \leq 1,0) \quad \text{Gl. 2-11}$$

Diese Gleichung für den dynamischen Zuwachs  $\varphi'$  des intakten Gleises stellt einen 95%-Quantilwert aller Messergebnisse des Ausschusses D23 dar. Der Parameter  $k_0$  nimmt dabei für praxisrelevante Größen der Geschwindigkeit  $v$ , der Stützweite  $L$  und der Eigenfrequenz  $n_0$  Werte kleiner 1,0 ein, wobei DIN EN 1991-2 (2003) für einen Geschwindigkeitsparameter  $k_0 \geq 0,76$  den Maximalwert  $\varphi'_{\max} = 1,325$  der  $\varphi'$ -Kurve nach Abb. 2-8 festhält und keinen Abfall der Kurve berücksichtigt.

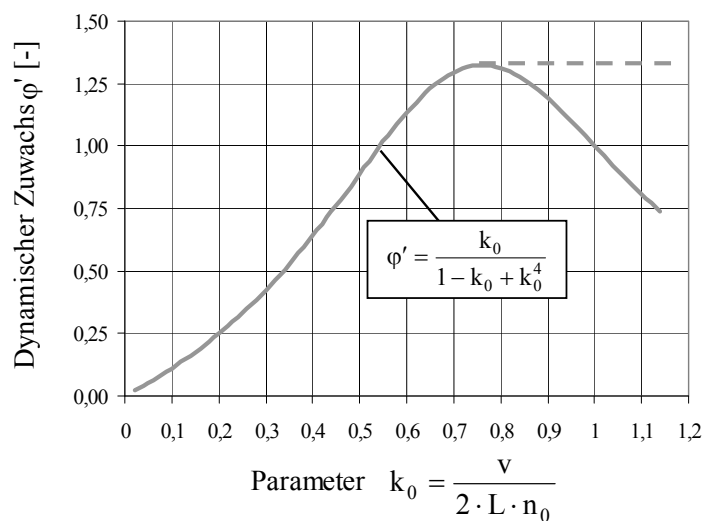


Abb. 2-8: Dynamischer Zuwachs  $\varphi'$  für nicht-resonanzgefährdete Brücken, erarbeitet vom UIC Unterausschuss Brücken

In den vom UIC-Unterausschuss „Brücken“ durchgeführten Untersuchungen wurde darüber hinaus der qualitativen Feststellung des SVA D23 Rechnung getragen, dass bei kleinen Stützweiten vertikale Gleis- (und Laufrad) Imperfektionen besonders großen Einfluss auf den dynamischen Zuwachs haben. Hierfür wurde eine Aufteilung des dynamischen Zuwachses  $\varphi$  in die beiden Anteile  $\varphi'$  für das vollkommen intakte Gleis und  $\varphi''$  zur Berücksichtigung von Gleisimperfektionen und Radunebenheiten eingeführt, welche je nach Wartungsaufwand/Streckenqualität folgendermaßen überlagert werden:

$$\varphi = \varphi' + a_0 \cdot \varphi'' \quad \text{Gl. 2-12}$$

Dabei kann der Vorfaktor  $a_0$  von sehr guter Gleisqualität bis hin zu normaler Wartungsintensität die Werte  $0 \leq a_0 \leq 1$  einnehmen. Untersuchungen von Frýba (1996 und 1999) zufolge dominiert für Werte des Geschwindigkeitsparameters  $k_0 < 1/3$  der Einfluss der Gleisunebenheiten gegenüber der periodischen Belastung durch äquidistante Radsatzkräfte (siehe Abb. 2-9). Die genannten Untersuchungen basieren auf einer sehr detaillierten Modellbildung des dynamischen Systems Zug-Oberbau-Brücke, bei der sowohl die Feder- und Dämpfungseigenschaften des Schienenfahrzeugs als auch die Steifigkeit der Schiene, der Schienenbefestigungsmittel und des Schotters zusätzlich zur Elastizität des Überbaus berücksichtigt wurden. Der UIC-Unterausschuss „Brücken“ führte aufgrund dieser Erkenntnisse gezielte Parameterstudien zum Einfluss vertikaler Gleisimperfektionen durch, für die ein EDV-Programm der früheren British Rail (BR) verwendet wurde. Hierbei wurden sogenannte „Modell-Dellen“ in den Schienen von  $a = 2\text{mm}$  bzw.  $6\text{mm}$  Tiefe über eine Länge von  $1\text{m}$  bzw.  $3\text{m}$  in Feldmitte des Überbaus angeordnet und mit einer unabgefederten Radsatzlast von  $P = 200\text{ kN}$  belastet. Dabei wurden sowohl hohe als auch niedrige Eigenfrequenzen des Überbaus verwendet.

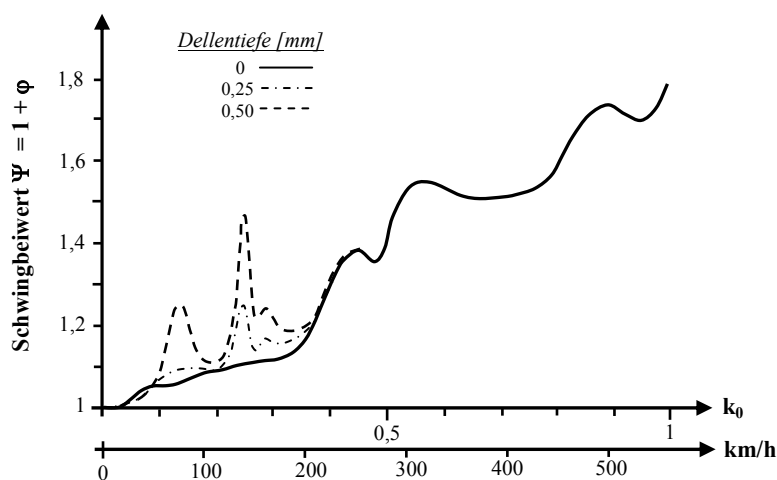


Abb. 2-9: Darstellung des Schwingbeiwerts  $\Psi = 1 + \varphi$  für variable Zuggeschwindigkeiten  $v$  bzw. Parameter  $k_0$  bei unterschiedlichen Gleisunebenheiten der Tiefe  $a = 0\text{mm}$ ,  $0,25\text{mm}$  und  $0,5\text{mm}$  (am Beispiel einer Spannbetonbrücke,  $L = 10\text{m}$ , belastet mit einer 4-achsigen DB-Lokomotive E10) [Fryba (1996)]

Aus den Rechenwerten wurde abschließend eine Formel entwickelt, deren Grenzwerte in Einzelfällen (bei schnellfahrenden Zügen mit großen Achsabständen) bis zu maximal



30% überschritten werden können, in anderen Fällen (bei Sonderfahrzeugen mit sehr enger Achsstellung) jedoch auch nur zur Hälfte erreicht werden [UIC 776-1 (1994)]:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \cdot \left[ 56 \cdot e^{-\left(\frac{L}{10}\right)^2} + 50 \cdot \left( \frac{n_0 \cdot L}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L}{20}\right)^2} \right] \quad \text{Gl. 2-13}$$

Dabei nimmt der Beiwert  $\alpha$  für Geschwindigkeiten  $v \leq 22\text{m/s}$  den Wert  $\alpha = v/22$ , für größere Geschwindigkeiten den Wert  $\alpha = 1,0$  ein. Den Parameteruntersuchungen zur Ermittlung von  $\varphi''$  wurden dabei Brücken mit praxisrelevanten 1. Eigenfrequenzen  $n_0$  innerhalb folgender Grenzen zugrunde gelegt:

$$n_{0,\text{sup}} = \left( \frac{438,80}{L} \right)^{0,74807} = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad \text{Gl. 2-14}$$

$$n_{0,\text{inf}} = \begin{cases} \frac{80}{L} & \text{für } 4,0\text{m} \leq L \leq 20\text{m} \\ \left( \frac{207,80}{L} \right)^{0,59222} = 23,58 \cdot L^{-0,592} & \text{für } 20\text{m} \leq L \leq 100\text{m} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-15}$$

Mit Hilfe dieser Erkenntnisse war es weiterführend die Aufgabe des UIC-Unterausschusses „Brücken“, die teilweise erheblich voneinander abweichenden Bemessungslastenzüge der europäischen Eisenbahnverwaltungen inklusive des aufwendig ermittelten dynamischen Zuwachses  $\varphi$  zu einem einheitlichen Lastbild zu entwickeln. Das zu erarbeitende Lastbild war so abzustimmen, dass die Beanspruchungen aus den bekannten Betriebslastenzügen erfasst werden und zusätzlich Raum für zukünftige Entwicklungen blieb. Für die praktischen Berechnungen wurden die Betriebslastenzüge deshalb in sechs repräsentative Idealtypen unterteilt, denen charakteristische Geschwindigkeitsbereiche zugeordnet wurden (siehe Abb. 2-10).

Der statische Anteil des Lastmodells UIC 71 hatte dabei keinen direkten Bezug zu den Idealtypen der Betriebslastenzüge. Bei der Festlegung der statischen Streckenlasten orientierte man sich vielmehr an der bereits bestehenden (größten) Belastungsklasse C4 der international festgelegten Streckeneinteilung nach dem Merkblatt UIC 700 VE (1968). Die zentrisch angeordneten Einzellasten repräsentieren die großen Belastungen von kurzen Brückenüberbauten infolge hoher Achslasten. Gleichzeitig wirken sie jedoch auch für größere Stützweiten als Ausgleich für die nicht mehr in Rechnung gestellte, jedoch in geringem Maße dennoch vorhandene dynamische Überhöhung aus der stoßartigen Belastung sowie den Gleisunregelmäßigkeiten [Prommersberger & Siebke (1976)].

## 2.3 Aktuell gültige Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

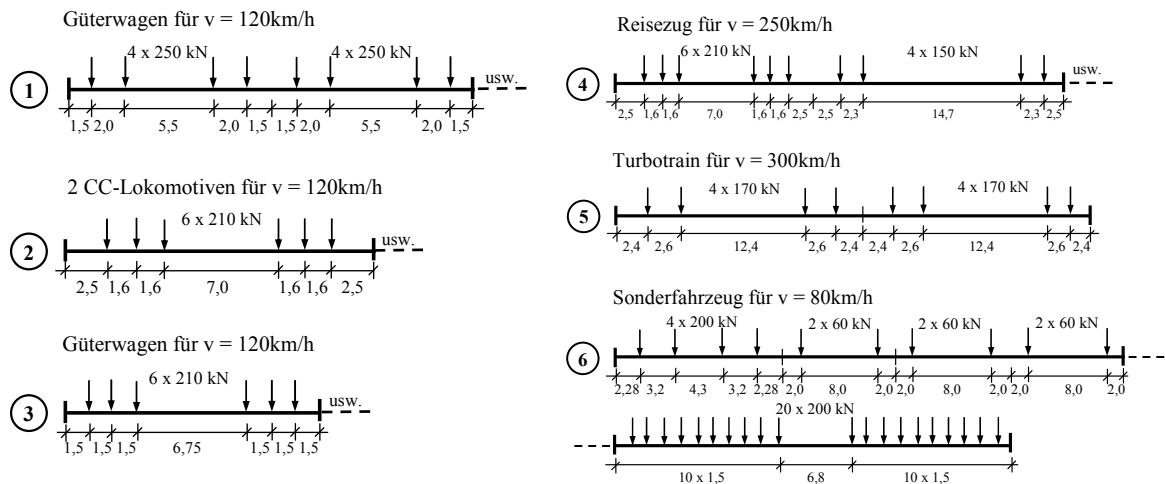


Abb. 2-10: Idealtypen der Betriebslastenzüge, erarbeitet vom UIC Unterausschuss „Brücken“

Bei der Ermittlung des Schwingfaktors  $\Phi$  wurden die fiktiven Betriebszüge dann derart verwendet, dass folgende Bedingung für die Momentenbeanspruchung des einfachen Balkens auf zwei Stützen eingehalten wurde:

$$M_{\text{UIC } 71} \cdot \Phi_2 \geq \max. \left\{ M_{\text{B},i} \cdot (1 + \varphi' + 0,5 \cdot \varphi'') \right\}_i \quad \text{Gl. 2-16}$$

$$M_{\text{UIC } 71} \cdot \Phi_3 \geq \max. \left\{ M_{\text{B},i} \cdot (1 + \varphi' + \varphi'') \right\}_i \quad \text{Gl. 2-17}$$

Eine analoge Vorgehensweise wurde laut UIC 776-1 (1994) für die Querkkräfte gewählt, wobei der dynamische Lastzuwachs  $\varphi'$  generell mit 2/3 seines Wertes angesetzt wurde, da für Balken auf zwei Stützen die maximalen dynamischen Querkkräfte lediglich einen Vergrößerungsfaktor aufwiesen, der 2/3 des äquivalenten Wertes für die Biegemomente entsprach. Anschaulich lässt sich die Vorgehensweise mit Abb. 2-11 erklären. Für eine bestimmte Stützweite  $L$  wurden für alle sechs Betriebslastenzüge die maximalen statischen Biegemomente  $M_{\text{B},i}$  ermittelt und mit deren jeweiligen Schwingbeiwerten  $(1 + \varphi_i)$  vergrößert. Der Maximalwert der auf diese Art ermittelten dynamischen Biegemomente bildete einen Punkt, der durch das „dynamische Lastbild  $\Phi \cdot M_{\text{UIC } 71}$ “ abgedeckt werden musste. Im vorliegenden Beispiel nach Prommersberger & Siebke (1976) ergab sich das maximale statische Biegemoment für den Betriebslastenzug 1 (schwarzer Balken). Der maßgebende dynamische Wert entspricht nach Variation der Überbaufrequenzen und der Zuggeschwindigkeiten jedoch dem Betriebslastenzug 6 (grauer Balken). Dieses Beispiel zeigt, dass die Extremwerte der statischen und der dynamischen Beanspruchung nicht notwendigerweise aus dem gleichen Betriebszug herrühren müssen. Demnach ist der Schwingfaktor  $\Phi$  kein Schwingbeiwert  $\Psi$  im klassischen Sinne, sondern vielmehr ein Anpassungsfaktor.

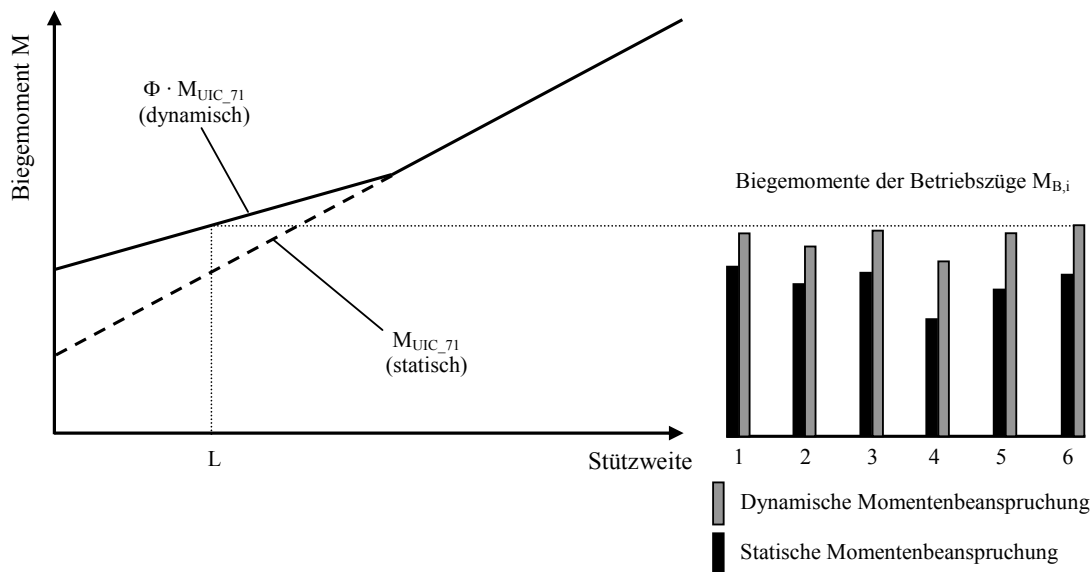


Abb. 2-11: Vorgehensweise zur Ermittlung des  $\Phi$ -fachen Lastbildes UIC 71 anhand der dynamischen Momentenbeanspruchung (nach Prommersberger & Siebke (1976))

Die Parameteruntersuchungen zeigten außerdem, dass für Stützweiten  $L \leq 9\text{m}$  der Betriebszug 4, für Stützweiten  $9\text{m} < L \leq 60\text{m}$  der Betriebszug 6 und für Stützweiten  $L > 60\text{m}$  der Betriebszug 1 maßgebend hinsichtlich der dynamischen Momentenbeanspruchung wurde. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass das Belastungsbild UIC 71 in Verbindung mit dem Schwingfaktor  $\Phi$  ein einfaches, nur noch von der Stützweite  $L$  abhängiges Lastbild darstellt, welches seit Beginn der 1970er Jahre bis heute der Bemessung neu zu errichtender Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen ist. Für die Nachrechnung bestehender Brücken können gegebenenfalls die grundlegenden Formeln zur Ermittlung des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  (Gl. 2-11) und  $\phi''$  (Gl. 2-13) angewendet werden.

Bereits Mitte der 1970er Jahre führte der SVA D128 weitergehende Untersuchungen zur statistischen Verteilung der Achslasten und zur Beanspruchung von Eisenbahnbrücken durch. Seit Anfang der 1990er Jahre beschäftigte sich der SVA D192 des ERRI (European Rail Research Institute, Nachfolger des ORE), auf der Grundlage deterministischer und probabilistischer Untersuchungen mit der Frage, ob das Lastbild UIC 71 die derzeit auftretenden Lasten noch zuverlässig abdeckt. Mit Ausgabe des Schlussberichts D192-RP5 (1996) liegt ein Vorschlag für ein neues Lastbild UIC 2000 vor, welches sich in den aktuellen Normen jedoch nicht durchsetzen konnte (siehe Abb. 2-12). Für Strecken mit schwerem Verkehr wird weiterhin die Variante eines klassifizierten UIC 71- Lastbildes verwendet, welches bei entsprechender Wahl des Klassifizierungsfaktors und eines angepassten Schwingfaktors gleichwertige Ergebnisse zum neuen Lastbild UIC 2000 liefert [Quoos & Fila (1998)].

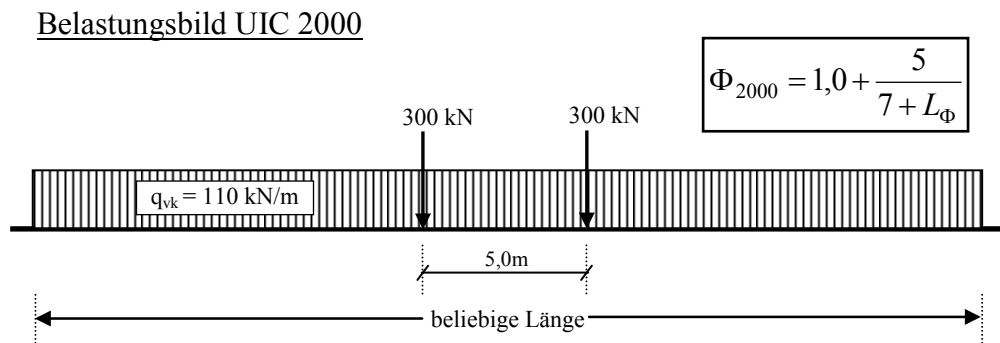


Abb. 2-12: Vorschlag für ein neues Lastbild UIC 2000 mit Schwingfaktor  $\Phi_{2000}$  nach D192-RP5 (1996)

### 2.3.3 Brücken mit Resonanzgefahr

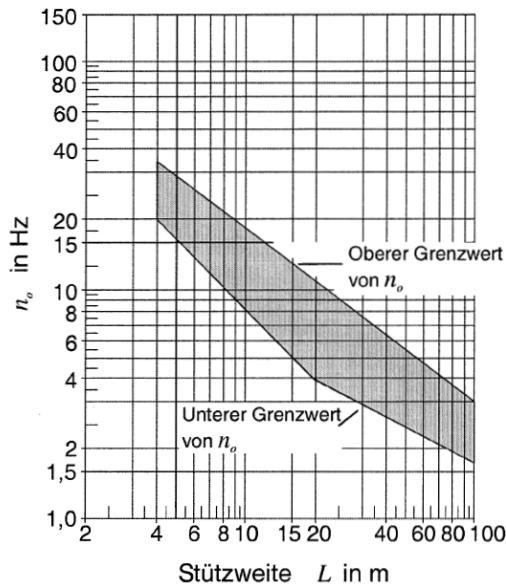
#### 2.3.3.1 Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung

Nach den Erfahrungen auf der TGV-Strecke Paris – Lyon wurde 1996 der SVA ERRI D214 zur Untersuchung der dynamischen Auswirkungen von Geschwindigkeiten  $v > 200 \text{ km/h}$  auf Eisenbahnbrücken eingesetzt. Das Ergebnis der umfangreichen Studien laut Schlussbericht D214-RP9 (1999) war, dass die übliche quasistatische Bemessung von Brücken mit dem Lastbild  $\Phi \times \text{UIC 71}$  einschließlich der Einhaltung strenger Grenzwerte der Verformung die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im Falle von Resonanzschwingungen nicht gewährleistet. Die Deutsche Bahn AG reagierte im Juni 2000 auf diese Erkenntnisse mit dem Erlass eines „Leitfadens für die dynamische Untersuchung“ [DB-Leitfaden (2000)], der u.a. Kriterien über die Notwendigkeit einer dynamischen Untersuchung enthielt. Eine Einführung dieser Empfehlungen in das brückentechnische Regelwerk der DB sollte erst nach dem Sammeln ausreichender Erfahrungen mit den dynamischen Nachweisen erfolgen und geschah mit der Herausgabe der Ril 804 (2003). Nach Modul 3101 der Ril 804 (2003) ist eine dynamische Berechnung nicht erforderlich, wenn die erste Eigenfrequenz der Biegeschwingung  $n_0$  innerhalb der schraffierten Fläche nach Abb. 2-13 liegt und zusätzlich eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

- die örtlich zulässige Geschwindigkeit  $v_0 \leq 200 \text{ km/h}$
- das Tragwerk ist ein balkenartiger Einfeldträger mit einer Stützweite  $L \geq 40 \text{ m}$
- das Tragwerk ist ein balkenartiger Durchlaufträger in Betonbauweise mit einer kleinsten Stützweite  $L_{\min} \geq 40 \text{ m}$  und einer größten Stützweite  $L_{\max} \leq 1,5 \cdot L_{\min}$

Der schraffierte Bereich aus Abb. 2-13 entspricht dabei den bereits bekannten Variationsgrenzen für die erste Eigenfrequenz  $n_0$ , welche bei den Parameteruntersuchungen zur Er-

mittlung von  $\phi'$  und  $\phi''$  im Rahmen der Forschungsarbeiten des SVA ORE D23 durchgeführt wurden (vgl. Gl. 2-14 und Gl. 2-15).



oberer Grenzwert:

$$n_{0,\text{sup}} = 94,76 \cdot L^{-0,748}$$

unterer Grenzwert:

für  $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$  gilt:

$$n_{0,\text{inf}} = \frac{80}{L}$$

für  $20\text{m} < L \leq 100\text{m}$  gilt:

$$n_{0,\text{inf}} = 23,58 \cdot L^{-0,592}$$

Abb. 2-13: Grenzwerte für die 1. Biegeeigenfrequenz  $n_0$  [Ril 804 (2003)]

Die obere Grenze  $n_{0,\text{sup}}$  reglementiert dabei den dynamischen Zuwachs aufgrund von Gleislagefehlern [siehe DIN EN 1991-2 (2003)]. Zacher (2001) berichtet in diesem Zusammenhang von Beschleunigungsmessungen an einer Tragplatte mit Schotteroberbau im Rahmen der Forschungsarbeiten des SVA ERRI D214, die mit ansteigenden Erregerfrequenzen erhebliche Verstärkungen der Schotterbeschleunigungen in Relation zur Überbaubeschleunigung ergaben, und somit die theoretisch festgelegte Grenze von  $n_0$  „nach oben“ untermauern. Die untere Grenze der Eigenfrequenz  $n_{0,\text{inf}}$  berücksichtigt die steigende Anfälligkeit von Eisenbahnbrücken gegenüber Resonanzschwingungen mit abnehmender Steifigkeit und daraus folgend mit geringerer Eigenfrequenz.

Das „Geschwindigkeitskriterium“  $v_0 \leq 200\text{km/h}$  geht auf die Anwendungsgrenzen bei der Ermittlung des Schwingfaktors  $\Phi$  zurück, der auf theoretischen und messtechnischen Untersuchungen bis Zuggeschwindigkeiten von  $v_{\text{max}} = 240\text{km/h}$  basiert (siehe Kapitel 2.3.2.2). Da in der aktuellen Fassung der Ril 804 (2003) sämtliche dynamische Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf einem Sicherheitsabstand der zu berücksichtigenden Geschwindigkeiten von +20% beruhen ( $v_{\text{sup}} = 1,2 \cdot v_0$ , siehe auch Kapitel 2.3.3.2), wurde folgerichtig die örtlich zulässige Geschwindigkeit  $v_0$  auf 200 km/h begrenzt.

Das „Stützweitenkriterium“  $L$  bzw.  $L_{\text{min}} \leq 40\text{m}$  beruht auf dem bereits vor Einführung des DB-Leitfadens (2000) bekannten Stabilitätskriterium, welches ursprünglich von Frýba (1996) in folgender Form formuliert wurde:

$$k_0 = \frac{v}{2 \cdot L \cdot n_0} \leq \frac{1}{3} \quad \text{Gl. 2-18}$$

Demnach können einfeldrige Überbauten infolge Erregung durch überfahrende äquidistante Einzelkräfte stark in Resonanz geraten, wenn der Geschwindigkeitsparameter  $k_0$  Werte größer als  $\frac{1}{3}$  einnimmt. Löst man diese Beziehung nach der erforderlichen Eigenfrequenz  $n_0$  auf, so ergibt sich:

$$n_0 \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{v}{L} \quad \text{Gl. 2-19}$$

Unter Berücksichtigung der sogenannten Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1} = n_0 \cdot L_{\text{üP}}$ , also der Zuggeschwindigkeit  $v$ , bei der die Erregerfrequenz infolge der Zugüberfahrt mit der ersten Biegeeigenfrequenz des Überbaus übereinstimmt, kann das Stabilitätskriterium als rein geometrische Beziehung formuliert werden:

$$n_0 \geq \frac{3}{2} \cdot \frac{n_0 \cdot L_{\text{üP}}}{L} \quad \text{bzw.} \quad L \geq \frac{3}{2} \cdot L_{\text{üP}} \quad \text{Gl. 2-20}$$

Hierbei bezeichnet die Größe  $L_{\text{üP}}$  die sogenannte Länge über Puffer, die im Allgemeinen der Wagonlänge des überfahrenden Zuges entspricht. Setzt man nun für die Länge über Puffer die Wagonlänge des ICE1 bzw. ICE2 mit  $L_{\text{üP}} = 26,4\text{m}$  ein, so ergibt sich ungefähr der im Stützweitenkriterium festgeschriebene Wert  $L \geq 1,5 \cdot 26,4 \approx 40\text{m}$ . Detaillierte Informationen zur mechanischen Interpretation des Stabilitätskriteriums in geometrischer Form nach Gl. 2-20 enthält Kapitel 4.5.

Neben den bereits genannten Abgrenzungsbedingungen existieren noch eine Vielzahl anderer Ausschlusskriterien für Eisenbahnbrücken, die erfahrungsgemäß keine Anfälligkeit hinsichtlich starker Resonanzeffekte aufweisen, z.B. für S-Bahnbrücken oder einfeldrige Rahmentragwerke geringer Schiefe mit wandartigen Stielen in Stahlbetonbauweise (lichte Weite  $\leq 25\text{m}$ , Biegeschlankheit  $L/d \leq 15$ , Mindestdicke der Fahrbahnplatte  $h_{\text{min}} = 45\text{cm}$ ). Für nähere Einzelheiten hierzu wird auf Ril 804 (2003) verwiesen.

Im DB-Leitfaden (2000) als auch in DIN EN 1991-2 (2003), Anhang F ist ein weiteres (informatives) Abgrenzungskriterium zur Überprüfung der Resonanzgefahr vorhanden, welches jedoch nicht in die aktuell gültige Fassung der Ril 804 (2003) übernommen wurde, da es einer Vielzahl von Einschränkungen unterliegt. Es handelt sich dabei um Grenzwerte des Verhältnisses  $(v/n_0)_{\text{lim}}$  (siehe Anhang A, Tabelle A-2 und Tabelle A-3), bei deren Einhaltung die Schnittgrößen und Verformungen nicht die  $\Phi_2$ -fachen Werte des UIC 71 Lastbildes überschreiten, die Beschleunigungsgrenzwerte des Überbaus (siehe Kapitel 2.3.3.2) von  $3,5\text{m/s}^2$  (Schotteroberbau) bzw.  $5,0\text{m/s}^2$  (Feste Fahrbahn) eingehalten werden und zudem ein expliziter Ermüdungsnachweis unter Berücksichtigung des wirklichen Spannungs-Zeit-Verlaufs entfallen kann. Hierfür ist folgender Nachweis zu führen:

$$\frac{v_{\max}}{n_0} \leq \left( \frac{v}{n_0} \right)_{\lim} \quad \text{Gl. 2-21}$$

Die im Anhang A abgedruckten Tabellen  $(v/n_0)_{\lim}$  sind an zusätzliche Bedingungen geknüpft, z.B.:

- das Tragverhalten entspricht dem eines Einfeldträgers oder einer einfeldrigen Platte auf steifen Lagern
- da die angegebenen Grenzwerte nur für Biegeschwingungen abgeleitet wurden, muss bei einer möglichen Anregung von Torsionsschwingungen die niedrigste Torsionseigenfrequenz die Bedingung  $n_T \geq 1,2 \cdot n_0$  erfüllen
- die angegebenen Grenzwerte sind beschränkt auf eine Anregung durch die Betriebszüge ICE 2, Thalys2, Eurostar, ETR-Y-500, Talgo AV2 und Virgin

Die in diesem Kapitel zusammengefassten Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung sind in Anhang A, Abb. A-1, anschaulich in einem Flussdiagramm dargestellt. In Anlehnung an das Diagramm in Abb. 2-13 sind in Kapitel 6 weitere Grenzfrequenzen definiert, die auch für Geschwindigkeiten  $v > 200\text{km/h}$  Gültigkeit besitzen und demnach ein einfaches Entscheidungshilfsmittel für die Notwendigkeit einer aufwändigen dynamischen Berechnung im Hochgeschwindigkeitsbereich liefern.

### 2.3.3.2 Berechnungsgrundlagen für resonanzgefährdete Brücken

Bei Geschwindigkeiten  $v > 200\text{km/h}$  ist nach heutigen Erkenntnissen davon auszugehen, dass die Randbedingungen, die zur Ermittlung des Schwingfaktors  $\Phi$  im Zusammenhang mit dem Lastbild UIC 71 geführt haben, nicht in allen Fällen eingehalten sind. Eine erste Abschätzung der Resonanzgefahr kann mit den in Kapitel 2.3.3.1 dargestellten Kriterien durchgeführt werden, denn nicht jede Brücke, welche mit einer Geschwindigkeit über  $200\text{km/h}$  befahren wird, ist zwangsläufig resonanzgefährdet. Die wesentlichen Abweichungen zu den Annahmen, die bei der Festlegung des Schwingfaktors  $\Phi$  getroffen wurden, sind laut Zacher (2001):

- höhere Zuggeschwindigkeiten, insbesondere im intereuropäischen Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV) bis  $350\text{km/h}$  und darüber
- deutlich längere HGV-Züge mit entsprechend stärkeren Anregungsmechanismen im Resonanzfall
- z.T. wesentlich niedrigere gemessene Bauwerksdämpfungen im Vergleich zu den theoretischen Untersuchungen zur Ermittlung von  $\Phi$

Sind die in Kapitel 2.3.3.1 aufgeführten Ausschlusskriterien nicht erfüllt, so ist eine explizite dynamische Berechnung unter Berücksichtigung von Betriebszügen durchzuführen.

Durch die Simulation von Zugüberfahrten sind die maximalen dynamischen Werte der Schnittgrößen, Verformungen und Beschleunigungen zu ermitteln und einer entsprechenden Berechnung mit dem  $\Phi$ -fachen UIC 71 Lastbild gegenüber zu stellen. Der jeweils größere Wert ist der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zugrunde zu legen. Im Folgenden werden die wesentlichen normativen Vorgaben zur Durchführung einer dynamischen Berechnung unter Zugüberfahrt kurz dargestellt. Weiterführende Angaben sind in Ril 804 (2003) enthalten. Ergänzende Hinweise und Empfehlungen zur Modellierung werden in Kapitel 3.4 diskutiert.

### Betriebszüge

Die Betriebszüge sind projektbezogen mit dem Netzinfrastrukturunternehmen (im Regelfall mit der Deutschen Bahn AG) abzustimmen. Müssen die Interoperabilitätskriterien für europäische Hochgeschwindigkeitsstrecken (Technical Specifications of Interoperability, TSI) erfüllt werden, so sind die in den Forschungsarbeiten des SVA ERRI D214 entwickelten Typenzüge (High Speed Load Model) HSLM-A01 bis A10 zu berücksichtigen. Diese Typenzüge sind keine realen Betriebszüge, sondern decken als fiktive Lastbilder den derzeitigen Bestand von Reisezügen hinsichtlich Achslasten und Achsanordnungen ab und sind zudem der Entwicklung zukünftiger Züge zugrunde zu legen, so dass bei Einführung eines neuen Zuges keine erneute Standsicherheitsuntersuchung bestehender Brücken notwendig wird. Der informative Anhang E von DIN EN 1991-2 (2003) enthält sehr detaillierte Gültigkeitsgrenzen des Lastmodells HSLM, die u.a. die Achslasten, die geometrische Achskonfiguration, das maximale Gesamtgewicht und die maximale Zuglänge definieren. Dabei werden die Züge in Gelenkzüge, konventionelle Züge und regelmäßige Züge entsprechend der unterschiedlichen Achsanordnungen unterteilt (siehe Abb. 2-14).

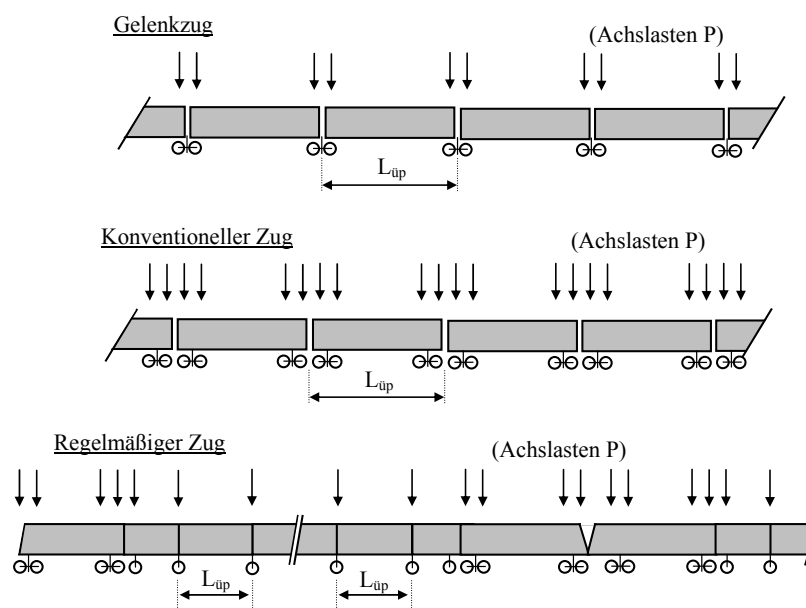


Abb. 2-14: Darstellung der unterschiedlichen Zugarten nach SVA ERRI D214 [DIN EN 1991-2 (2003)]



Das Lastmodell HSLM-A entspricht einer Zusammenfassung aus diesen drei verschiedenen Hochgeschwindigkeitsreisezügen. Diese Tatsache kann der folgenden Prinzipskizze der Achslastkonfiguration entnommen werden:

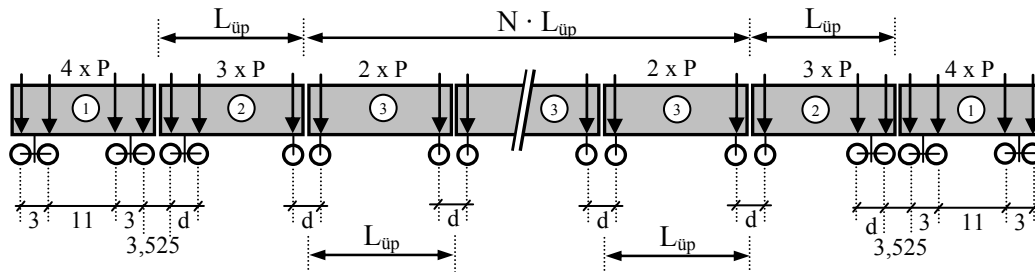


Abb. 2-15: Prinzipskizze zur Anordnung der Achsen des HSLM-A [DIN EN 1991-2 (2003)]  
(1) Triebkopf; (2) Endwagen; (3) Mittelwagen

Die Typenzüge unterscheiden sich untereinander in den Achslasten  $P$ , im Abstand  $d$  der Achsen eines Drehgestells sowie in der Länge über Puffer  $L_{\text{üP}}$ . Da die Universalzüge jeweils eine Gesamtlänge von ca. 400m aufweisen, ergibt sich bei unterschiedlicher Wagonlänge ( $L_{\text{üP}}$ ) zwangsläufig eine variable Anzahl der Reisezugwagen. Diese Tatsache ist für die dynamische Berechnung von besonderer Bedeutung, da benachbarte Drehgestellpaare das maßgebliche periodische Element in der wandernden Belastung einer Eisenbahnbrücke darstellen und die Wagonanzahl somit der Anzahl der Einwirkungsimpulse entspricht. Eine grafische Darstellung der Typenzüge A01 bis A10 über die gesamte Länge ist in Anhang A, Abb. A-2, enthalten. Für Einfeldträger mit Stützweiten  $L < 7\text{m}$  sieht die DIN EN 1991-2 (2003) vereinfachend ein weiteres Lastmodell vor. Dieses HSLM-B besteht aus einer von der Stützweite  $L$  abhängigen Anzahl äquidistanter Achslasten mit  $P = 170\text{kN}$ . Diese Vereinfachung wurde nach Bagayoko et. al (2008) aufgrund der sehr eingeschränkten Anwendbarkeit nicht in Ril 804 (2003) übernommen, da eine Verwendung des HSLM-A für kleinere Stützweiten ebenfalls zulässig und sinnvoll ist. Die DIN EN 1991-2 (2003) beinhaltet außerdem ein aus dem SVA ERRI D214 entnommenes Verfahren zur Ermittlung des maßgebenden kritischen Modellzugs HSLM-A, auf dessen Grundzüge in Kapitel 4.5.3 nochmals eingegangen wird.

### Frequenzbereich und Eigenformen

Bei der Durchführung der dynamischen Berechnung sind nur Eigenformen zu berücksichtigen, die durch die lotrechten Verkehrslasten angeregt werden können. Zudem ist eine alleinige Betrachtung der Biegeschwingungen ausreichend, wenn einerseits Torsionsschwingungen nicht angeregt werden können (z.B. eingleisiges Tragwerk bei zentrischer Gleisführung), oder die erste Torsionseigenfrequenz  $n_{T0} \geq 1,2 \cdot n_0$  ist. Es sind generell Eigenfrequenzen bis zur Grenze  $n_{\text{max}}$  nach Gl. 2-22 zu berücksichtigen. Diese Eingrenzung beruht auf der Tatsache, dass Schwingungen mit sehr hohen Frequenzen mit kleinen

Amplituden der Durchbiegung einhergehen und deshalb nur einen vernachlässigbaren Anteil zur Gesamtbeanspruchung des Tragwerks beitragen.

$$n_{\max} = \max \begin{cases} 30 \text{ Hz} \\ 1,5 \cdot n_0 \\ n_2 (\hat{=} 3. \text{ Eigenfrequenz der Biegeschwingung}) \end{cases} \quad \text{Gl. 2-22}$$

Bei dem Rechenverfahren der modalen Superposition besteht die Möglichkeit, eine gezielte Auswahl der Eigenformen vorzunehmen, die für die Ermittlung der Tragwerksantwort  $Y$  herangezogen werden sollen. Bei anderen Rechenverfahren, wie z.B. dem Zeitschrittintegrationsverfahren (siehe auch Kapitel 3.3) können unter Umständen vergleichsweise höhere Beschleunigungen ermittelt werden, da trotz der geringen Wegamplituden bei hohen Frequenzen die Beschleunigungen aufgrund der Proportionalität von Durchbiegung und Beschleunigung über das Quadrat der (Kreis-)Eigenfrequenz sehr stark ansteigen. Diese Beschleunigungen haben jedoch infolge der kurzen Wirkungsdauer und den sehr geringen Amplituden keine negativen Auswirkungen auf den Fahrkomfort oder die Stabilität des Schotters, so dass eine Tiefpassfilterung mit der in Gl. 2-22 angegebenen Grenze  $n_{\max}$  in Ril 804 (2003) ausdrücklich erlaubt ist.

### Geschwindigkeitsbereiche

Die kritischen Zuggeschwindigkeiten, bei deren Überfahrt der Zug die Brücke in ihrer Eigenfrequenz anregt, werden Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i,j,k}$  genannt:

$$v_{\text{res},i,j,k} = n_{j-1} \cdot \frac{L_{\text{üp},k}}{i} \quad i = 1,2,3 \text{ und } 4 \quad \text{Gl. 2-23}$$

Dabei bezeichnet  $n_{j-1}$  die  $j$ -te Eigenfrequenz der Biegeschwingung,  $L_{\text{üp},k}$  die Länge über Puffer des Zuges  $k$  und der Teiler  $i$  indirekt die Anregungsfrequenz. Für  $i = 3$  wird beispielsweise jede 3. Eigenschwingung der Eigenform  $j$  angeregt, so dass zwischen jeder Anregung zwei freie Ausschwingzyklen entstehen. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird auf den Index  $j$  verzichtet, da die wesentlichen Maxima der dynamischen Tragwerksreaktion bei Einfeldträgern für Resonanzgeschwindigkeiten infolge der 1. Eigenfrequenz der Biegeschwingung  $n_0$  ( $j = 1$ ) auftreten und Resonanzgeschwindigkeiten höherer Eigenformen ( $j = 2,3,\dots$ ) keine Rolle spielen. Diese Tatsache ist in DIN EN 1991-2 (2003) bereits berücksichtigt, da hier nur die Eigenfrequenz  $n_0$  bei der Ermittlung der Resonanzgeschwindigkeiten einzusetzen ist:

$$v_{\text{res},i,k} = n_0 \cdot \frac{L_{\text{üp},k}}{i} = n_0 \cdot \lambda_{i,k} \quad i = 1,2,3 \text{ und } 4 \quad \text{Gl. 2-24}$$

Das Verhältnis  $L_{\text{üp}}/i$  kann in Abhängigkeit des Zuges  $k$  auch als Hauptwellenlänge der Anregungsfrequenz  $\lambda_i$  bezeichnet werden.

Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit außer Ermüdung ist die dynamische Berechnung bis zu einer Höchstgeschwindigkeit  $v_{\text{sup,ULS}}$  durchzuführen, die dem 1,2-fachen Wert der örtlich zulässigen Streckengeschwindigkeit  $v_{\delta}$  oder der 1,2-fachen maximalen Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{Zug}}$  entspricht. Dieser Sicherheitspuffer bei den zu berechnenden Geschwindigkeiten soll Unsicherheiten bei der Ermittlung der Eigenfrequenz und dementsprechend bei den kritischen Zuggeschwindigkeiten vorbeugen. Für den Ermüdungsnachweis und für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist eine Betrachtung bis zum 1,0-fachen Wert von  $v_{\delta}$  bzw.  $v_{\text{Zug}}$  ausreichend. Für die untere Grenze der Geschwindigkeiten  $v_{\text{inf}}$  muss beachtet werden, dass bei geringen Eigenfrequenzen  $n_0$  die niedrigste Resonanzgeschwindigkeit nicht vernachlässigt wird. Ansonsten gilt für Reisezüge eine untere Grenze von 160km/h.

$$\left. \begin{array}{l} 0,9 \cdot n_0 \cdot L_{\text{üp,k}} \\ 160 \text{ km/h} \end{array} \right\} = v_{\text{inf}} \leq v \leq \left\{ \begin{array}{l} v_{\text{sup,ULS}} = 1,2 \cdot \max. \left\{ \begin{array}{l} v_{\delta} \\ v_{\text{Zug}} \end{array} \right. \\ v_{\text{sup,SLS}} = 1,0 \cdot \max. \left\{ \begin{array}{l} v_{\delta} \\ v_{\text{Zug}} \end{array} \right. = v_{\text{sup,fat}} \end{array} \right. \quad \text{Gl. 2-25}$$

Innerhalb dieses Geschwindigkeitsbands wird eine dynamische Berechnung in Schrittwerten von 10km/h empfohlen. Im Bereich von Resonanzgeschwindigkeiten sollte eine feinere Unterteilung gewählt werden, die die Resonanzspitzen der Tragwerksreaktion hinreichend genau abbildet.

### Dämpfung

Die für die Bemessung anzusetzenden Dämpfungswerte stellen untere Grenzwerte der Lehrschen Dämpfung  $\zeta$  dar und unterscheiden sich im Wesentlichen anhand der Bauart und in Abhängigkeit der Stützweite  $L$ .

Tabelle 2-1. Dämpfung von Eisenbahnbrücken nach Ril 804 (2003)

Bauart	Dämpfung $\zeta$ [%]	
	$L < 20\text{m}$	$L \geq 20\text{m}$
Stahl- und Verbundbrücken	$\zeta = 0,5 + 0,125 \cdot (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Spannbetonbrücken	$\zeta = 1,0 + 0,07 \cdot (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Stahlbetonbrücken und WIB-Brücken	$\zeta = 1,5 + 0,07 \cdot (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Erfolgt die dynamische Berechnung mit bewegten Einzellasten ohne explizite Berücksichtigung der Feder-Dämpfer-Eigenschaften des überfahrenden Zuges, so kann vereinfachend eine Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  in Ansatz gebracht werden, die für Stützweiten  $L < 30\text{m}$  über folgende Regressionsgleichung berechnet wird:

$$\Delta\zeta = \frac{0,018698 \cdot L - 0,00064 \cdot L^2}{1 - 0,044057 \cdot L - 0,004411 \cdot L^2 + 0,000255 \cdot L^3} \geq 0 \quad \text{in [\%]} \quad \text{Gl. 2-26}$$

Die Gesamtdämpfung  $\zeta_{\text{ges}}$  ergibt sich aus der Addition der Lehr'schen Dämpfung  $\zeta$  und der Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  (siehe Abb. 2-16).

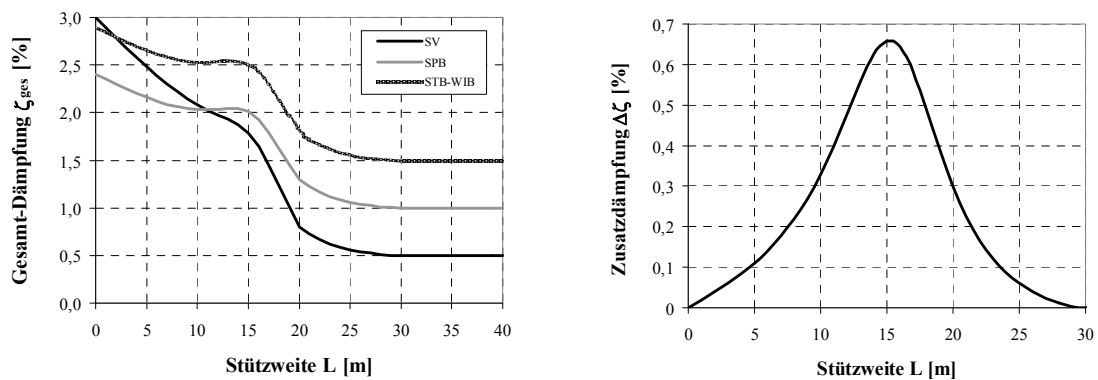


Abb. 2-16: Darstellung der Gesamtdämpfung  $\zeta_{\text{ges}}$  (links) für Stahl- und Verbundbrücken (SV), Spannbetonbrücken (SPB) und Stahlbeton- bzw. WIB-Brücken (STB-WIB) sowie der Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  (rechts) zur vereinfachten Berücksichtigung der Interaktion Zug-Brücke [Ril 804 (2003)]

### Dynamische Antwortgrößen

Die dynamische Tragwerksreaktion  $Y_{\text{dyn}}$  (Schnittgröße, Verformung, Beschleunigung) ist mit Hilfe geeigneter Simulationsrechnungen (siehe Kapitel 3.3) zu ermitteln und kann unter Verwendung der zugehörigen statischen Bezugsgröße  $Y_{\text{stat}}$  als dynamischer Zuwachs  $\varphi'$  dargestellt werden (vgl. Gl. 2-8):

$$\varphi' = \frac{Y_{\text{dyn}}}{Y_{\text{stat}}} - 1 \quad \text{Gl. 2-27}$$

Werden Gleislagefehler nicht bereits bei der Modellierung erfasst, so können diese über den dynamischen Zuwachs  $\varphi''$  nach Gl. 2-13 erfasst werden. Diese vom UIC-Unterausschuss „Brücken“ entwickelte Formel wurde laut Zacher (2001) im Rahmen der Arbeiten des SVA ERRI D214 nochmals auf den Prüfstand gestellt, da die ehemals angestellten Untersuchungen mögliche Resonanzeffekte infolge hoher Zuggeschwindigkeiten bei äquidistanten Drehgestellpaaren möglicherweise nicht ausreichend berücksichtigten und zudem auf z.T. deutlich überzogenen Dämpfungswerten basierten. Die neu angestellten Simulationsrechnungen umfassten dabei vier unterschiedliche Brücken mit Stützweiten

zwischen  $5\text{m} \leq L \leq 40\text{m}$ , die mit ausgewählten Zuggeschwindigkeiten in Resonanz angeregt wurden. Im Gegensatz zu den ursprünglichen Berechnungen, welche mit einer ungefederten Radsatzlast von  $P = 200\text{kN}$  durchgeführt wurden, erfolgte die Evaluierung der  $\varphi''$ -Werte mit Betriebslastenzügen und einer detaillierten Modellierung des Oberbaus mit all seinen Elementen (Schiene, Zwischenlage und Schotter). Der abschließende Vergleich zeigte, dass die bestehende Gleichung (Gl. 2-13) den Einfluss vertikaler Gleisunregelmäßigkeiten auch bei Resonanz sowohl für den Zuwachs der Schnittgrößen als auch der Überbaubeschleunigungen hinreichend abdeckt.

Die Gesamtergebnisse der dynamischen Tragwerksreaktion  $Y_{\text{ges}}$  ergeben sich unter Verwendung des Faktors  $a_0$  zur Berücksichtigung der Gleisqualität wie folgt:

$$Y_{\text{ges}} = \left( 1 + \varphi' + a_0 \cdot \varphi'' \right) \cdot Y_{\text{stat}} \quad \text{Gl. 2-28}$$

Wird der dynamische Zuwachs  $\varphi'$  nicht explizit ermittelt, so können die Gesamtergebnisse auch mit der Beziehung nach Gl. 2-29 ermittelt werden, die eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung darstellt.

$$Y_{\text{ges}} \approx \left( 1 + a_0 \cdot \varphi'' \right) \cdot Y_{\text{dyn}} \quad \text{Gl. 2-29}$$

### Rechnerische Nachweise

Müssen die Interoperabilitätsbedingungen für europäische Hochgeschwindigkeitsstrecken bei der Bemessung der Brücke nicht beachtet werden, so können die Nachweise für die im deutschen Streckennetz verkehrenden Hochgeschwindigkeitszüge näherungsweise über die Verwendung von Schnittkrafttabellen geführt werden (vgl. Kapitel 1.1). Diese in Ril 804 (2003) enthaltenen Tabellenwerke liefern in Abhängigkeit vorgegebener Werte der Eigenfrequenz, Dämpfung, Stützweite und örtlich zulässiger Geschwindigkeit maximale Tragwerksreaktionen, die auf umfangreichen dynamischen Parameteruntersuchungen basieren. Diese Schnittkrafttabellen für Einfeldträger wurden für die Züge IC, ICE1, ICE2, ICE3, ICE-T(2xBR411), ICE-T(3xBR415) und Thalys2 aufgestellt und können bei Übereinstimmung der Systemeigenschaften mit den aufgezählten Randbedingungen für die Nachweise verwendet werden. Eine Aussage zum Vorgehen bei abweichenden Systemeigenschaften im Vergleich zu den vertafelten Werten fehlt allerdings in Ril 804 (2003). Eine lineare Interpolation ist in Anbetracht der vielfältigen Abhängigkeiten nicht sinnvoll und kann z.T. zu drastischen Fehleinschätzungen führen. Ist die Interoperabilität nachzuweisen, so ist generell eine explizite dynamische Berechnung unter der Belastung der Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A erforderlich, da für diesen Fall bisher keine vereinfachenden Instrumente zur Verfügung stehen.

Generell gilt, dass für die bei Eisenbahnbrücken üblichen Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise jeweils der ungünstigere Fall aus expliziter dynamischer Berechnung mit Lastenzügen oder  $\Phi$ -fachem statischem Bemessungslastbild UIC 71 verwendet werden muss.

### Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebende charakteristische Wert einer Schnittgröße  $S_{Ek}$  infolge der lotrechten Verkehrslast ergibt sich aus dem Vergleich der maximalen dynamischen Gesamtschnittgröße  $\max.(S_{ges})_k$ , welche den jeweils ungünstigsten aller auf der Strecke verkehrenden Züge  $k$  repräsentiert, mit der entsprechenden Schnittgröße des  $\Phi$ -fachen statischen UIC 71 Lastbildes:

$$S_{Ek} = \max. \begin{cases} \Phi \cdot S_{UIC\ 71} \\ \max.(S_{ges})_k \end{cases} \quad Gl. 2-30$$

Für zweigleisige Brücken konnte versuchstechnisch nachgewiesen werden, dass die auftretenden dynamischen Zuwächse  $\phi$  für eine Zugbegegnung auf der Brücke (sogenannte „kreuzende Fahrten“) kleiner sind als diejenigen bei einer Parallelfahrt zweier Betriebslastenzüge in eine Richtung. Beiden zuvor genannten Fällen ist gemeinsam, dass der dynamische Zuwachs in jedem Fall kleiner ist als der entsprechende  $\phi$ -Wert für eine Überfahrt eines Zuges über ein Gleis des zweigleisigen Überbaus [Weber (1998)]. Diese Tatsache ist auf eine nicht vollständig vorhandene Synchronisation zweier Züge bei der Überquerung einer Brücke zurückzuführen. Eine exakt simultane Anregung infolge identischer Zuggeschwindigkeiten bei gleichzeitigem Erreichen der Brücke stellt ein sehr unwahrscheinliches Ereignis dar und ist deshalb in der Ril 804 (2003) auch nicht gefordert. Für zwei- oder mehrgleisige Brücken ist daher nur ein Gleis mit dem Betriebslastenzug und die übrigen Gleise mit dem  $\Phi$ -fachen UIC 71-Lastbild zu berücksichtigen.

### Begrenzung der vertikalen Beschleunigung

Der Nachweis der Überbaubeschleunigung stellt kein Komfortkriterium der Reisenden dar. Die Wagenkastenbeschleunigung und somit das Wohlbefinden der im Zug befindlichen Personen ist indirekt über sehr strenge Durchbiegungsgrenzwerte ( $L/f$ -Werte) des Brückenträgers beschränkt [Sonntag (1983)], die anhand einer detaillierten Wagenkasten-Modellierung als Masse-Feder-Dämpfer-System ermittelt wurden. Die derzeitig gültigen und in DIN-FB 101 (2003) angegebenen Durchbiegungskriterien wurden vom SVA ORE D160 (1984) und D190 (1995) abgeleitet und erfüllen laut Zacher (2001) im Streckennetz der Deutschen Bahn AG unter der Voraussetzung der Gültigkeit des UIC 71 Lastbildes

(keine Resonanzgefahr,  $v \leq 200 \text{ km/h}$ ) die Komfortstufen „gut“ bis „sehr gut“ mit maximalen Vertikalbeschleunigungen des Wagenkastens von  $b_v \approx 1,0 \text{ m/s}^2$ .

Die Begrenzung der vertikalen Überbaubeschleunigung ist vielmehr als ein Nachweis der Betriebssicherheit anzusehen, der im Zuge des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit zum Schutz der Gleisstabilität zu überprüfen ist. Die vertikale Beschleunigung des Überbaus ist zu begrenzen auf:

- $3,5 \text{ m/s}^2$  bei Verwendung eines Schotteroberbaus
- $5,0 \text{ m/s}^2$  bei Verwendung von Fester Fahrbahn (FF)

Hintergrund des Grenzwertes für Schotteroberbau sind Untersuchungen der Schotterbeschleunigungen im Rahmen des SVA ERRI D214, die ab Beschleunigungen des Überbaus von  $a \approx 0,6 - 0,8g$  ein nichtlineares Schotterverhalten, einhergehend mit einer stark zunehmenden Instabilität des Schotterbetts, zeigten [Zacher (2001)]. Unter der Annahme eines Sicherheitsbeiwerts von  $\gamma = 2,0$  gewährleistet der Grenzwert von  $3,5 \text{ m/s}^2$  ein stabiles Gleisbett. Der Grenzwert von  $5,0 \text{ m/s}^2$  für schotterlosen Oberbau stellt dagegen eine rein pragmatische Festlegung dar, die bei gleicher Annahme des Sicherheitsbeiwerts ( $\gamma = 2,0$ ) ein Abheben der Fahrbahnplatte (FF) verhindert. Bei der Beurteilung bestehender Eisenbahnbrücken wird mittlerweile darüber diskutiert, die Grenzwerte für maximal zehn aufeinander folgende Schwingungszyklen auf  $0,55g$  (Schotteroberbau) bzw.  $0,75g$  (FF) anzuheben [Handel (2007), Zacher & Baeßler (2005)].

### Nachweis der Ermüdungssicherheit

Liegt die unter normalem Betrieb im Bereich der Brücke vorgesehene Geschwindigkeit  $v_b$  für die zu untersuchenden Züge  $k$  in der Nähe von Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},1,k}$  ( $0,9v_b \leq v_{\text{res},1,k} \leq 1,1v_b$ ), so ist eine drastische Einschränkung der rechnerischen Nutzungsdauer zu erwarten. Demzufolge ist in diesem Fall eine genauere Ermüdungsbetrachtung über die nach DIN-FB 102 und 103 geforderten Nachweise hinaus erforderlich. Vorgaben zur Vorgehensweise bei einem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis enthält Ril 804 (2003). In diesem Fall sind zur Ermittlung einer schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_{\text{ref}}$  die Schnittgrößenverläufe unter dynamischen Lasten zu verwenden und die jeweiligen Einzelschädigungen gemäß der linearen Akkumulationshypothese aufzusummieren.

## 2.4 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel gibt einen chronologischen Abriss zur Entwicklung der Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken, beginnend mit ersten Erfahrungswerten zur Stoßzahl aus der Mitte des 19. Jahrhunderts. Im Zuge der europäischen Bemühungen um einheitliche Eisenbahnlasten wurden ab Mitte des 20. Jahrhunderts umfangreiche Forschungsvorhaben auf Initiative des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC aufgelegt, die schließlich zu dem noch heute gültigen statischen Belastungsbild UIC 71 in Verbindung mit dem Schwingfaktor  $\Phi$  geführt haben. Stetig steigende Reisegeschwindigkeiten führten in jüngster Vergangenheit zu ausgeprägten Resonanzeffekten auf Schnellfahrstrecken der französischen SNCF, die bis dahin aufgrund geringerer Geschwindigkeiten nicht beobachtet wurden. Hieraus ergab sich die Notwendigkeit, die Auswirkungen von Zuggeschwindigkeiten bis 350km/h intensiver zu untersuchen. Die Bemühungen mündeten in den derzeit gültigen Regelwerken Ril 804 (2003), DIN-FB 101 (2003) sowie DIN EN 1991-2 (2003), die die Vielzahl an Forschungsergebnissen zu einem mittlerweile sehr umfangreichen Vorschriftenkatalog zusammenfassen. Dabei werden in einem ersten Schritt Abgrenzungskriterien definiert, die über die Notwendigkeit einer expliziten dynamischen Berechnung entscheiden. Bei Einhaltung dieser Abgrenzungskriterien ist eine konventionelle Berechnung der Einwirkungen unter Zuhilfenahme der statischen Belastungsbildes UIC 71 ausreichend. Kann eine Resonanzgefahr über vereinfachte Kriterien vorab nicht ausgeschlossen werden, so ist eine detaillierte dynamische Berechnung erforderlich. Das vorliegende Kapitel erläutert die für diesen Fall benötigten Kenngrößen sowie die aktuell gültigen Richtlinien und gibt somit einen Überblick über den derzeitigen Stand der Technik hinsichtlich der Ermittlung einer maximalen dynamischen Tragwerksreaktion infolge Zugüberfahrt.





### 3 DYNAMIK VON BRÜCKEN UNTER BEWEGTEN LASTEN

#### 3.1 Einführung

Die Berechnung von Brücken unter bewegten Lasten kann auf verschiedene Arten erfolgen. In der Literatur existieren einerseits analytische Beschreibungen des Problems, welche auf der Lösung der partiellen (orts- und zeitveränderlichen) Schwingungsdifferentialgleichung des kontinuierlich massebehafteten Biegestabes basieren. Andererseits können aufgrund der stetig steigenden Rechnerkapazitäten zunehmend numerische Verfahren sehr effizient eingesetzt werden. Diese idealisieren das System durch Anordnung diskreter Punktmassen in definierten Knotenpunkten und führen zu einem gekoppelten linearen Differentialgleichungssystem, dessen Einzelgleichungen lediglich eine Zeitabhängigkeit aufweisen. Das vorliegende Kapitel gibt einen kurzen Überblick über ausgewählte Grundbegriffe der Baudynamik und beschreibt die wichtigsten Berechnungsverfahren zur Ermittlung der dynamischen Brückenreaktion. Die Anmerkungen beziehen sich dabei im Wesentlichen auf die Modellbildung von Brücken als Biegestab, welche durch bewegte Lasten zu Schwingungen angeregt werden. Abschließend enthält Kapitel 3.4 einige zusätzliche Hinweise, die speziell bei der Modellierung von Eisenbahnbrücken sowie der Idealisierung der Einwirkung infolge eines überfahrenden Zuges zu beachten sind.

#### 3.2 Grundlagen

##### Eigenfrequenzen und Eigenformen eines Biegestabes

Die Beschreibung des Schwingungsverhaltens eines Biegestabes mit in Längsrichtung konstanter Biegesteifigkeit  $EI$  und Massenbelegung  $\mu = m_{\text{ges}}/L$  muss sowohl zeit- als auch ortsabhängig erfolgen. Die freie ungedämpfte Schwingung des Biegestabes kann durch folgende partielle Differentialgleichung beschrieben werden:

$$EI \frac{\partial^4 w(x,t)}{\partial x^4} + \mu \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad \text{oder} \quad EI \cdot w'''' + \mu \cdot \ddot{w} = 0 \quad \text{Gl. 3-1}$$

Die Lösung  $w(x,t)$  erhält man durch Trennung der Variablen mittels eines Produktansatzes  $w(x,t) = \phi(x) \cdot W(t)$ , der andeutet, dass die Schwingung eine bestimmte Form  $\phi(x)$  mit über die Zeit veränderlicher Amplitude  $W(t)$  annimmt. Durch Einsetzen des Ansatzes in Gl. 3-1 und nachfolgender Umformung erhält man eine Gleichung, die sich in einen Orts- und einen Zeitanteil aufspalten lässt und nur dann eine Lösung ergibt, wenn beide Terme eine Konstante  $q$  darstellen:

$$\frac{\phi''''(x)}{\phi(x)} = -\frac{\mu}{EI} \cdot \frac{\ddot{W}(t)}{W(t)} = q^4 = \text{const.} \quad \text{Gl. 3-2}$$

Hieraus lassen sich zwei getrennte gewöhnliche Differentialgleichungen formulieren:

$$\phi''''(x) - q^4 \cdot \phi(x) = 0 \quad \text{Gl. 3-3a}$$

$$\ddot{W}(t) + \omega^2 \cdot W(t) = 0 \quad \text{mit} \quad \omega^2 = \frac{q^4 \cdot EI}{\mu} \quad \text{Gl. 3-3b}$$

Die Lösung dieser beiden Differentialgleichungen unter Berücksichtigung der entsprechenden Randbedingungen eines beidseitig gelenkig gelagerten Stabes führt zur einzig nichttrivialen Lösung der Konstanten  $q = n \cdot \pi / L$  [vgl. Clough & Penzien (1993), Eibl & Häussler-Combe (1997)]. Hiermit können die Eigenkreisfrequenzen  $\omega_n$  und anschließend die Eigenformen  $\phi_n(x)$  der ungedämpften Schwingung ermittelt werden:

$$\omega_n = \left( \frac{n \cdot \pi}{L} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad \text{mit} \quad n = 1, 2, 3 \dots \infty \quad \text{Gl. 3-4}$$

$$\phi_n(x) = \sin\left(\frac{n \cdot \pi \cdot x}{L}\right) \quad \text{Gl. 3-5}$$

Die erste Eigenfrequenz der Biegeschwingung (Bezeichnung  $n_0$  gemäß Ril 804 (2003)), welche für die Belastung von Eisenbahnbrücken von besonderem Interesse ist, ergibt sich demnach wie folgt:

$$f_1 = n_0 = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{\pi}{2L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad \text{Gl. 3-6}$$

#### **Erzwungene Schwingungen eines Biegestabs unter bewegten Lasten**

Durch Erweiterung von Gl. 3-1 um einen geschwindigkeitsproportionalen (viskosen) Dämpfungsterm sowie eine orts- und zeitveränderliche Belastung  $p(x,t)$  kann das dynamische Gleichgewicht eines kontinuierlichen Systems formuliert werden. Die partielle Differentialgleichung 4. Ordnung der gedämpften erzwungenen Schwingung lautet:

$$EI \frac{\partial^4 w(x,t)}{\partial x^4} + \mu \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} + d \frac{\partial w(x,t)}{\partial t} = p(x,t) \quad \text{Gl. 3-7}$$

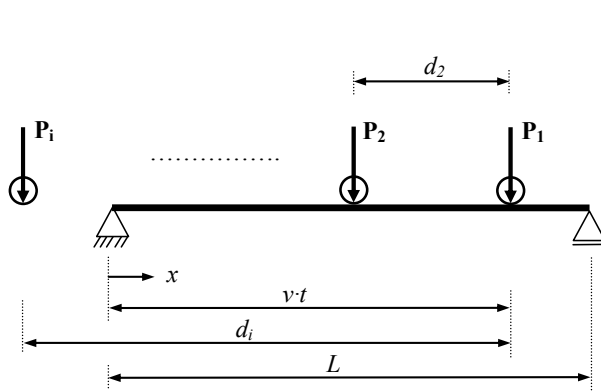
Die Annahme einer linearen viskosen Dämpfung ist dabei streng genommen nur eine Eigenschaft des Rechenmodells und nicht des realen Tragwerks. Da jedoch die wirkliche nichtlineare Energiedissipation des Bauwerks in den meisten Fällen nicht bekannt ist, stellt diese Approximation eine in der baupraktischen Anwendung weit verbreitete Annahme dar. Üblicherweise wird hierbei der Dämpfungsparameter  $d$  unter Verwendung des

Dämpfungsgrades  $\zeta = d/d_{\text{crit}}$  (auch LEHRsches Dämpfungsmaß) und der kritischen Dämpfung  $d_{\text{crit}} = 2 \cdot \mu \cdot \omega$  durch den Ausdruck  $d = 2 \cdot \mu \cdot \omega \cdot \zeta$  substituiert.

Die Ermittlung einer Lösung  $w(x,t)$  für den Fall, dass die Lastfunktion  $p(x,t)$  aus einer Einzellast  $P$  besteht, welche sich mit konstanter Geschwindigkeit  $v$  über einen Balken auf zwei Stützen bewegt, kann noch verhältnismäßig einfach ermittelt werden [siehe z.B. Chopra (2001)]. Verallgemeinert man das Problem, indem die rechte Lastseite von Gl. 3-7 für eine endliche Anzahl  $N_p$  von bewegten Lasten  $P_i$  erweitert wird, so gelangt man zu einer erweiterten Darstellung der partiellen Differentialgleichung [Frýba (2001); Fink & Mähr (2007)]:

$$EI \frac{\partial^4 w(x,t)}{\partial x^4} + \mu \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} + 2\mu\omega\zeta \frac{\partial w(x,t)}{\partial t} = \sum_{i=1}^{N_p} P_i \cdot \delta(x - x_i) \cdot \Gamma_i(t) \quad \text{Gl. 3-8}$$

Hierin beschreibt die DIRACsche Delta-Funktion  $\delta(x - x_i)$  die Fortbewegung der Lasten  $P_i$  und kennzeichnet deren Angriffspunkt zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$ . Die Funktion  $\Gamma_i(t)$  besteht aus der Differenz zweier Heaviside-Funktionen  $H(\tau)$  und bestimmt, ob sich zum Zeitpunkt  $t$  die Last  $P_i$  auf der Brücke befindet oder nicht. Demzufolge nimmt  $\Gamma_i(t)$  entweder den Wert 1 (Last auf der Brücke) oder den Wert 0 (Last neben der Brücke) an.



$$x_i = v \cdot t - d_i$$

$$\Gamma_i(t) = H(t - t_i) - H(t - T_i)$$

$$\text{mit } H(\tau) = \begin{cases} 0 & \text{für } \tau < 0 \\ 1 & \text{für } \tau \geq 0 \end{cases}$$

$$t_i = \frac{d_i}{v}$$

$$T_i = \frac{L + d_i}{v}$$

Abb. 3-1: Modellierung der Lastfunktion nach Frýba (2001)

Frýba löst die partielle Differentialgleichung (Gl. 3-8) mit Hilfe der Fourier- und der inversen Laplace-Transformation. Einzelheiten zur Herleitung sind sehr ausführlich in Frýba (2001) dargestellt, so dass an dieser Stelle lediglich die Lösung  $w(x,t)$  angegeben wird:

$$w(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \sum_{i=1}^{N_p} \frac{P_i}{P} n \Omega \omega_1^2 \cdot \left[ f(t - t_n) \cdot H(t - t_n) - (-1)^n \cdot f(t - T_n) \cdot H(t - T_n) \right] \cdot \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)$$

$$\text{Gl. 3-9}$$

mit folgenden Bezeichnungen

$n$  Variable für die Anzahl der Fourier-Glieder

$N_p$  Anzahl der einwirkenden Einzellasten

$\omega_n$   $n$ -te Eigenkreisfrequenz

$w_0 = \frac{2P}{\mu L \omega_1^2} = \frac{2PL^3}{\pi^4 EI} \approx \frac{PL^3}{48EI}$  Durchbiegung in Feldmitte infolge einer Last  $P$

$\Omega = \frac{\pi V}{L}$  Kreisfrequenz der Anregung durch die bewegten Lasten

$$f(t) = \frac{1}{\omega_n D} \left[ \frac{\omega_n'}{n\Omega} \sin(n\Omega t + \lambda) + e^{-\zeta \omega_n t} \cdot \sin(\omega_n' t + \gamma) \right]$$

$D \approx \omega_n^2 - n^2 \Omega^2$  Dämpfungsparameter (für schwache Dämpfung  $\zeta$ )

$\omega_n' = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \zeta^2}$  gedämpfte Eigenkreisfrequenz, für kleine  $\zeta$  gilt  $\omega_n' \approx \omega_n$

$$\lambda = \arctan \left( \frac{-2n\Omega\zeta\omega_n}{\omega_n^2 - n^2\Omega^2} \right)$$

$$\gamma = \arctan \left( \frac{2\zeta\omega_n\omega_n'}{\zeta^2\omega_n^2 - \omega_n'^2 + n^2\Omega^2} \right)$$

#### Modellbildung des Biegestabs als diskreter Mehrmassenschwinger

Eine Alternative zur analytischen Lösung des Problems ist die mittlerweile sehr weit verbreitete Modellierung des Biegestabs mittels der Methode der Finiten Elemente. Der erste Schritt einer Finiten-Element-Idealisierung besteht in der Unterteilung des Biegestabes in eine angemessene Anzahl von masselosen Segmenten, in deren Verbindungsknoten eine endliche Anzahl von  $N$  Knotenmassen angeordnet werden. Diese Diskretisierung überführt das durch Gl. 3-7 beschriebene kontinuierliche System mit unendlich vielen Freiheitsgraden in die finite Struktur eines Mehrmassenschwingers (MMS), dessen dynamisches Verhalten durch  $N$  gekoppelte lineare Differentialgleichungen 2. Ordnung ausgedrückt werden kann:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{w}}(t) + \mathbf{D} \cdot \dot{\mathbf{w}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{w}(t) = \mathbf{P}(t) \quad \text{Gl. 3-10}$$

**M** bezeichnet hierbei die Massenmatrix, **D** die viskose Dämpfungsmatrix und **K** die Steifigkeitsmatrix. Die rechte Seite **P**(t) ist ein Lastvektor zur Berücksichtigung der zeitabhängigen äußeren Einwirkungen und die Vektoren  $\ddot{\mathbf{w}}(t)$ ,  $\dot{\mathbf{w}}(t)$  und  $\mathbf{w}(t)$  repräsentieren die Beschleunigungen, Schwinggeschwindigkeiten und Verschiebungen in den jeweiligen Knotenpunkten. Im Gegensatz zum kontinuierlichen Schwinger nach Gl. 3-7 enthält die Bewegungsgleichung für den MMS nach Gl. 3-10 lediglich zeitliche Ableitungen der Verschiebungsgrößen  $\mathbf{w}$  und  $\dot{\mathbf{w}}$ . Es handelt sich hierbei jedoch um ein gekoppeltes Differentialgleichungssystem in matrizieller Schreibweise, bei dem die Ortsabhängigkeit des Problems über die Kopplung der Bewegungsgleichungen für die jeweiligen Einzelmassen in den Verbindungsknoten der finiten Tragstruktur berücksichtigt wird. Zur Lösung des linearen Differentialgleichungssystems (Gl. 3-10) stehen in der Literatur eine Vielzahl unterschiedlicher Berechnungsverfahren zur Verfügung, von denen in Kapitel 3.3 die Grundzüge zweier sehr häufig angewendeter Methoden kurz dargestellt werden. Für Einzelheiten wird auf die umfangreiche Literatur zur Dynamik von Tragstrukturen verwiesen [z.B. Clough & Penzien (1993) oder Chopra (2001)].

### 3.3 Rechenverfahren

#### 3.3.1 Modale Superposition

Die Berechnung der Schwingungsantwort eines Mehrmassenschwingers erfordert in einem ersten Schritt die Durchführung einer Modalanalyse zur Bestimmung der  $N$  Eigenfrequenzen. Zur Ermittlung der (ungedämpften) Eigenfrequenzen und Eigenformen ist analog zur Vorgehensweise nach Gl. 3-1 die homogene Differentialgleichung unter Vernachlässigung des Dämpfungsterms zu lösen.

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{w}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{w}(t) = \mathbf{0} \quad \text{Gl. 3-11}$$

Hierfür ist die Ermittlung der Massenmatrix **M** und der Steifigkeitsmatrix **K** erforderlich. Die Lösung dieses Eigenwertproblems führt auf die (Kreis-)Eigenfrequenzen  $\omega_n$  mit den zugehörigen Eigenformen  $\phi_n$ , welche als diskrete Eigenvektoren der normierten Schwingungsamplituden dargestellt werden können. Die Zusammenfassung aller Eigenvektoren führt zur Modalmatrix **Φ**.

$$\phi_n = \begin{Bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \vdots \\ \phi_{Nn} \end{Bmatrix} \quad \Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \dots \quad \phi_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \dots & \phi_{1n} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & & \phi_{2n} & & \phi_{2N} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{N1} & \dots & \phi_{Nn} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 3-12a/b}$$

Verwendet man wiederum den in Kapitel 3.2 bereits erwähnten Produktansatz (Prinzip der Trennung der Variablen), so kann der Verschiebungsanteil für eine beliebige Eigenform  $n$  durch folgende Schreibweise ausgedrückt werden:

$$\mathbf{w}_n = \boldsymbol{\phi}_n \cdot W_n \quad \text{Gl. 3-13}$$

Hierbei ist  $\mathbf{w}_n$  ein  $N$ -dimensionaler, zeitabhängiger Vektor, der sich aus dem Produkt des (ortsabhängigen) Eigenvektors  $\boldsymbol{\phi}_n(x)$  mit der (zeitabhängigen) modalen Amplitude  $W_n(t)$  ergibt.  $W_n(t)$  wird in diesem Zusammenhang häufig als generalisierte Koordinate bezeichnet. Durch Einsetzen des Lösungsansatzes (Gl. 3-13 sowie deren zeitliche Ableitungen  $\dot{w}_n$  und  $\ddot{w}_n$ ) in die Differentialgleichung der erzwungenen gedämpften Schwingung (Gl. 3-10) und nachfolgender Linksmultiplikation des transponierten Eigenvektors  $\boldsymbol{\phi}_n^T$  kann folgende Beziehung unter Verwendung generalisierter Koordinaten angeschrieben werden:

$$\boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\Phi} \cdot \ddot{\mathbf{W}}(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\Phi} \cdot \dot{\mathbf{W}}(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\Phi} \cdot \mathbf{W}(t) = \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{P}(t) \quad \text{Gl. 3-14}$$

Die Ausnutzung der Orthogonalität zweier unterschiedlicher Eigenformen bezüglich der Massenmatrix  $\mathbf{M}$  und der Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}$  (siehe Gl. 3-16a/b) sowie die Annahme der Orthogonalität bezüglich der Dämpfungsmatrix  $\mathbf{D}$  (siehe Gl. 3-16c) führt dazu, dass alle Terme  $m \neq n$  verschwinden und nur die Terme der  $n$ -ten Eigenform übrig bleiben:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \cdot \ddot{W}_n(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \cdot \dot{W}_n(t) + \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\phi}_n \cdot W_n(t) &= \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{P}(t) \\ M_n^* \cdot \ddot{W}_n(t) + D_n^* \cdot \dot{W}_n(t) + K_n^* \cdot W_n(t) &= P_n^*(t) \end{aligned} \quad \text{Gl. 3-15}$$

$$\text{mit} \quad \boldsymbol{\phi}_m^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad \text{für } m \neq n \quad \text{Gl. 3-16a}$$

$$\boldsymbol{\phi}_m^T \cdot \mathbf{K} \cdot \boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad \text{für } m \neq n \quad \text{Gl. 3-16b}$$

$$\boldsymbol{\phi}_m^T \cdot \mathbf{D} \cdot \boldsymbol{\phi}_n = 0 \quad \text{für } m \neq n \quad \text{Gl. 3-16c}$$

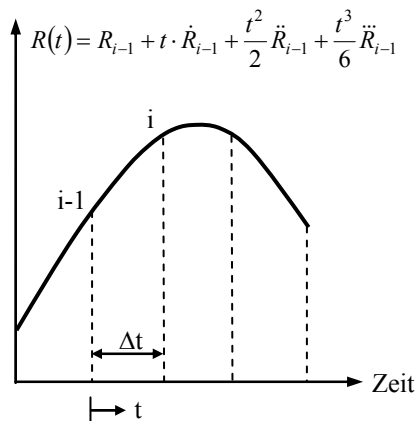
Die skalaren Größen  $M_n^*$ ,  $D_n^*$  und  $K_n^*$  werden als generalisierte Masse, Dämpfung und Steifigkeit der Eigenform  $n$  bezeichnet. Die rechte Seite der Gleichung bildet die generalisierte Lastfunktion  $P_n^*(t)$ . Dividiert man Gl. 3-15 abschließend noch durch die generalisierte Masse  $M_n^*$ , so ergibt sich unter Berücksichtigung des Quadrats der Eigenkreisfrequenz  $\omega_n^2 = K_n^* / M_n^*$  sowie des Dämpfungsgrads  $\zeta_n = D_n^* / (2 \cdot \omega_n \cdot M_n^*)$  folgende Beziehung:

$$\ddot{W}_n(t) + 2\omega_n \zeta_n \cdot \dot{W}_n(t) + \omega_n^2 \cdot W_n(t) = \frac{P_n^*(t)}{M_n^*} \quad \text{Gl. 3-17}$$

Anschaulich betrachtet führen die dargestellten mathematischen Operationen zu einer Entkopplung des Differentialgleichungssystems (Gl. 3-10) und liefern als Ergebnis eine lineare Differentialgleichung 2. Ordnung für jede einzelne Eigenform  $n$ , welche auf einen unabhängigen Einmassenschwinger (EMS) zurückgeführt werden kann. Das ursprünglich gekoppelte Differentialgleichungssystem des Mehrmassenschwingers mit  $N$  Gleichungen ist unter Ausnutzung der Orthogonalität der Eigenformen somit auf  $N$  unabhängige Differentialgleichungen des Einmassenschwingers vereinfacht worden. Die noch in generalisierten Koordinaten formulierte Bewegungsgleichung (Gl. 3-15) kann nun auf verschiedene Arten gelöst werden. Einerseits besteht die Möglichkeit einer Ermittlung der modalen Verformungen  $W(t)$  im Zeitbereich mit Hilfe des *Duhamel-Integrals* (auch Faltungsintegral), bei dessen Anwendung die Tragwerksreaktion aus der Summation aufeinanderfolgender Einzelimpulse (für beliebige Anregungen  $P_n^*(t)$ ) gebildet wird. In bestimmten Fällen kann es auch von Vorteil sein, eine Lösung in Frequenzschreibweise zu ermitteln. Dabei wird die modale Lastfunktion  $P_n^*(t)$  in eine (komplexe) Fourier-Reihe  $P_n^*(\omega)$  entwickelt und mit der mechanischen Übertragungsfunktion  $H(\omega)$  eines Einmassenschwingers im Frequenzgang multipliziert. Die auf diese Art ermittelte Lösung im Frequenzbereich  $W(\omega)$  kann abschließend mit Hilfe einer inversen Fourier-Transformation wieder in den Zeitbereich und somit in die Form  $W(t)$  überführt werden. Dieses Verfahren ist prinzipiell für periodische Anregungen gut geeignet und wird besonders im Zusammenhang mit stochastischen Schwingungen (z.B. Wind) verwendet.

Bei der Anwendung der Finiten-Element-Methode ist in vielen EDV-Programmen die exakte Lösung der Bewegungsgleichung auf Grundlage einer Lastfunktion implementiert, welche in einem sehr kleinen Zeitinkrement durch eine Polynomfunktion angenähert wird. Dies hat sich aus der Erfahrung heraus als die genaueste und effizienteste Methode erwiesen. Das teilweise in dieser Arbeit verwendete Programm SAP2000<sup>®</sup> approximiert beispielsweise die modale Lastfunktion  $P_n^*(t)/M_n^*$  (rechte Seite von Gl. 3-17) durch eine schrittweise definierte Polynomfunktion  $R(t)$  (siehe Abb. 3-2), für die innerhalb eines Zeitinkrements  $\Delta t$  eine exakte Lösung  $W_n(t)$  existiert. Diese besteht aus einem homogenen und einem partikulären Anteil [Wilson (2001)]. Durch Einsetzen des Lösungsansatzes in die Bewegungsgleichung des EMS (Gl. 3-17) und Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen  $\dot{W}(0) = \dot{W}_{i-1}$  bzw.  $\ddot{W}(0) = \ddot{W}_{i-1}$  können für jeden Zeitschritt  $\Delta t$  die Konstanten  $b_1$  bis  $b_6$  ermittelt werden. Diese Vorgehensweise kann für den kompletten gewünschten Zeitbereich  $0 \leq t \leq t_{\max}$  durchgeführt werden.





für eine beliebige Eigenform  $n$  gilt:

$$\begin{aligned} W_n(t) &= W_{n,h}(t) + W_{n,p}(t) \\ &= b_1 \cdot e^{-\zeta_n \omega_n t} \cdot \sin(\omega_n t) + b_2 \cdot e^{-\zeta_n \omega_n t} \cdot \cos(\omega_n t) \\ &\quad + b_3 + b_4 t + b_5 t^2 + b_6 t^3 \end{aligned}$$

Gl. 3-18

Abb. 3-2: Approximation der modalen Lastfunktion  $P_n^*/M_n^*$  in SAP2000® nach Wilson (2001)

Allen Lösungsverfahren gemeinsam ist die Tatsache, dass getrennt für jede Eigenform  $n$  eine Lösung  $W_n(t)$  der generalisierten Koordinate  $W$  ermittelt wird, die in einem letzten Schritt mittels Superposition in die gesamte Tragwerksreaktion  $\mathbf{w}(x,t)$  überführt werden muss. Zu diesem Zweck erfolgt eine Rücktransformation des Vektors der generalisierten Koordinaten  $\mathbf{W}(t)$  in den geometrischen Vektor der Verschiebungen  $\mathbf{w}(x,t)$  mit Hilfe der Modalmatrix  $\Phi$ .

$$\begin{aligned} \mathbf{w}(x,t) &= \phi_1(x) \cdot W_1(t) + \phi_2(x) \cdot W_2(t) \dots + \phi_N(x) \cdot W_N(t) \\ &= \sum_{n=1}^N \phi_n(x) \cdot W_n(t) \\ &= \Phi \cdot \mathbf{W}(t) \end{aligned}$$

Gl. 3-19

#### 3.3.2 Zeitschrittverfahren

Eine weitere sehr verbreitete Methode zur Durchführung einer dynamischen Berechnung stellt die Gruppe der Zeitschrittverfahren dar, die zur Lösung eine direkte numerische Integration der dynamischen Gleichgewichtsbedingungen verwenden [Clough & Penzien (1993)]. Es existieren mittlerweile eine Vielzahl unterschiedlicher Lösungsalgorithmen, denen allen die Unterteilung der Last und der Tragwerksreaktion in eine Sequenz von Zeitschritten gemeinsam ist. Die dynamische Antwort am Ende eines Zeitschritts wird mit Hilfe der bekannten Randbedingungen zu Beginn des Zeitinkrements  $\Delta t$  und des Zeitverlaufs der Last innerhalb des Zeitschritts ermittelt. Die so ermittelten Ergebnisse stellen dann wiederum die Anfangsbedingungen für den nächsten Zeitschritt dar. Demzufolge stellt die Berechnung eines einzelnen Zeitinkrements ein geschlossenes und von den anderen Zeitschritten unabhängiges Problem dar. Generell lassen sich die bekannten Verfahren in *explizite* und *implizite* Algorithmen einteilen. *Explizite Verfahren* (z.B. das Zentrale

Differenzenverfahren) basieren dabei auf dem Grundsatz, dass die benötigten Informationen zur Berechnung eines aktuellen Zeitschritts allesamt aus dem zurückliegenden Schritt ermittelt werden können. Im Gegensatz dazu verwenden *implizite Verfahren* zur Berechnung eines Zeitschritts neben Informationen des vorhergehenden Zeitinkrements auch Schätzwerte aus dem aktuellen, welche dann iterativ verbessert werden müssen. Zeitschrittverfahren sind aufgrund der mittlerweile sehr leistungsfähigen Computer effizient einsetzbar und in Abhängigkeit der ausreichend klein zu wählenden Zeitschrittweite hinreichend genau. Für Zeitverlaufsberechnungen wird heutzutage überwiegend eines der vielen verfügbaren Zeitschrittverfahren verwendet, so dass eine Lösung unter Zuhilfenahme z.B. des Duhamel-Integrals praktisch nur noch selten anzutreffen ist.

### Newmark-Verfahren

Das von *N. M. Newmark* 1959 entwickelte und nach ihm benannte implizite Verfahren auf Grundlage einer Zeitschrittintegration bildet die Basis der meisten derzeit bekannten Lösungsalgorithmen und soll in diesem Abschnitt stellvertretend für die Gruppe der Zeitschrittverfahren kurz vorgestellt werden. Das Konzept beruht auf der Verwendung der Bewegungsgrößen zu Beginn des Zeitschritts (Index 0) sowie eines additiven Integralsausdrucks (daher auch die häufig verwendete Bezeichnung *Zeitschrittintegrationsverfahren*) zur Beschreibung der Bewegungsgrößen am Ende des Zeitschritts  $\Delta t$  (Index 1) [Clough & Penzien (1993)]:

$$\dot{w}_1 = \dot{w}_0 + \Delta \dot{w} = \dot{w}_0 + \int_0^{\Delta t} \ddot{w}(\tau) d\tau \quad \text{Gl. 3-20a}$$

$$w_1 = w_0 + \Delta w = w_0 + \int_0^{\Delta t} \dot{w}(\tau) d\tau \quad \text{Gl. 3-20b}$$

Gl. 3-20a verdeutlicht, dass für die Berechnung eine Abschätzung des Beschleunigungs-Zeit-Verlaufs  $\ddot{w}(\tau)$  innerhalb des Zeitschritts  $\Delta t$  erforderlich ist. Diese Approximation bestimmt im Weiteren den Verlauf der Geschwindigkeit sowie der Verformung. *Newmark* formulierte eine allgemeine Darstellung der Geschwindigkeit  $\dot{w}_1$  und der Verformung  $w_1$  am Ende des Zeitschritts, mit der über zwei Parameter  $\beta$  und  $\gamma$  verschiedene Annahmen des Beschleunigungs-Zeit-Verlaufes berücksichtigt werden können:

$$\dot{w}_1 = \dot{w}_0 + (1 - \gamma) \cdot \Delta t \cdot \ddot{w}_0 + \gamma \cdot \Delta t \cdot \ddot{w}_1 \quad \text{Gl. 3-21a}$$

$$w_1 = w_0 + \Delta t \cdot \dot{w}_0 + \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{w}_0 + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{w}_1 \quad \text{Gl. 3-21b}$$

Die Vorgehensweise beruht demnach auf einer anfänglichen Schätzung der Beschleunigung  $\ddot{w}_1$ , womit  $w_1$  und  $\dot{w}_1$  unter Anwendung der Bedingungen (Gl. 3-21a und b) berech-

net werden können. Mit diesen Informationen ist eine verbesserte Ermittlung der Beschleunigung  $\ddot{w}_1$  anhand des dynamischen Gleichgewichts zum Zeitpunkt  $t_1$  möglich. Diese wird wiederum im nächsten Iterationsschritt zur Bestimmung von  $w_1$  und  $\dot{w}_1$  verwendet usw. Die Iteration wird so lange fortgesetzt, bis eine ausreichende Genauigkeit zwischen dem Schätzwert und dem Rechenwert der Beschleunigung  $\ddot{w}_1$  erreicht ist. Die auf diese Art ermittelten Ergebnisse ( $w_1, \dot{w}_1, \ddot{w}_1$ ) stellen im weiteren Verlauf die Anfangsbedingungen ( $w_0, \dot{w}_0, \ddot{w}_0$ ) zur Berechnung des nächsten Zeitschritts dar.

1962 erfuhr das *Newmark*-Verfahren eine entscheidende Weiterentwicklung durch *E. L. Wilson* [Wilson (2001)]. Er erweiterte das Verfahren für MMS durch Überführung der Beziehungen in Matrizenschreibweise. Die von *Newmark* entwickelten Gl. 3-21a und b gelten demnach bei Verwendung der Größen  $w, \dot{w}$  und  $\ddot{w}$  als Vektoren uneingeschränkt auch für Mehrmassenschwinger. Zudem formulierte er das dynamische Gleichgewicht in inkrementeller Schreibweise, womit eine einfache Beziehung zwischen den Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- und Verformungszuwächsen hergestellt wird, deren Gültigkeit für einen sehr kurzen Zeitschritt  $\Delta t$  vorausgesetzt werden kann:

$$\mathbf{M} \cdot \Delta \ddot{\mathbf{w}} + \mathbf{D} \cdot \Delta \dot{\mathbf{w}} + \mathbf{K} \cdot \Delta \mathbf{w} = \Delta \mathbf{P} \quad \text{Gl. 3-22}$$

Die Massenmatrix  $\mathbf{M}$ , die Dämpfungsmatrix  $\mathbf{D}$  und die Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}$  müssen dabei lediglich einmal zu Beginn der Berechnung ermittelt werden. Außerdem überführte *Wilson* den *Newmark*'schen Algorithmus in eine explizite Form, bei dem alle Bewegungsgrößen am Ende des Zeitschritts durch bereits bekannte bzw. berechenbare Informationen ermittelt werden können [Wilson (2001); Clough & Penzien (1993)]. Den inkrementellen Verformungsvektor  $\Delta \mathbf{w}$  erhält man dabei durch Lösung folgender „pseudostatischer“ Gleichgewichtsbedingung:

$$\mathbf{K}_{\text{eff}} \cdot \Delta \mathbf{w} = \Delta \mathbf{P}_{\text{eff}} \quad \text{Gl. 3-23}$$

Unter der Annahme eines konstanten Beschleunigungs-Zeit-Verlaufs innerhalb des Zeitschritts  $\Delta t$  (Mittelwert zwischen  $\ddot{w}_0$  und  $\ddot{w}_1$ ) ergeben sich die inkrementelle effektive Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}_{\text{eff}}$  sowie der inkrementelle effektive Lastvektor  $\Delta \mathbf{P}_{\text{eff}}$  wie folgt:

$$\mathbf{K}_{\text{eff}} = \mathbf{K} + \frac{2}{\Delta t} \cdot \mathbf{D} + \frac{4}{\Delta t^2} \cdot \mathbf{M} \quad \text{Gl. 3-24}$$

$$\Delta \mathbf{P}_{\text{eff}} = \Delta \mathbf{P} + 2 \cdot \mathbf{D} \cdot \dot{\mathbf{w}}_0 + \left( \frac{4}{\Delta t} \cdot \dot{\mathbf{w}}_0 + 2 \cdot \ddot{\mathbf{w}}_0 \right) \cdot \mathbf{M} \quad \text{Gl. 3-25}$$

Ist schließlich der inkrementelle Verformungsvektor  $\Delta \mathbf{w}$  bekannt, so können daraus die Geschwindigkeits- und Beschleunigungszuwächse  $\Delta \dot{\mathbf{w}}$  bzw.  $\Delta \ddot{\mathbf{w}}$  und abschließend die Bewegungsgrößen am Ende des Zeitschritts ( $w_1, \dot{w}_1, \ddot{w}_1$ ) berechnet werden.

### Rayleigh-Dämpfung

Im Gegensatz zur Methode der Modalen Superposition, bei der die Dämpfung separat für jede entkoppelte Eigenform  $n$  durch die Abschätzung eines modalen Dämpfungsgrads  $\zeta_n$  berücksichtigt wird, erfolgt die Berechnung bei Zeitschrittverfahren durch Lösung eines gekoppelten, linearen Gleichungssystems gemäß Gl. 3-23, z.B. mit Hilfe der Gauss-Zerlegung unter Verwendung einer expliziten Dämpfungsmatrix  $\mathbf{D}$  (siehe Gl. 3-24 und Gl. 3-25). Bereits die Verwendung von modalen Dämpfungsgraden  $\zeta_n$  unterstellt eine lineare viskose Energiedissipation, deren mathematische Definition sich im Wesentlichen auf der Vereinfachung zu einem entkoppelten Differentialgleichungssystem begründet. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass die Verwendung eines „verschmierten“ Dämpfungsparameters, der die in einer realen Tragstruktur möglichen Dämpfungsanteile (z.B. Materialdämpfung, Lagerreibung oder Rissreibung) in einem Wert zusammenfasst, eine sinnvolle und im Rahmen der zur erwartenden Genauigkeit ausreichende Annahme darstellt. Insbesondere für Tragwerke, deren Schwingungsverhalten überwiegend durch die erste Eigenform bestimmt wird, kann mit vergleichsweise geringem Aufwand eine gute Abschätzung des Dämpfungsgrades  $\zeta_1$  erzielt werden (z.B. durch Ausschwingversuche). Ist nun eine explizite Ermittlung der Dämpfungsmatrix notwendig, so hat sich die pragmatische Definition einer Dämpfungsmatrix  $\mathbf{D}$  als Linearkombination der Massenmatrix  $\mathbf{M}$  und der Steifigkeitsmatrix  $\mathbf{K}$  als sinnvoll erwiesen, welche als *Rayleigh-Dämpfung* bezeichnet wird [Clough & Penzien (1993)]:

$$\mathbf{D} = a \cdot \mathbf{M} + b \cdot \mathbf{K} \quad \text{Gl. 3-26}$$

Die bereits in Gl. 3-16c unterstellte Orthogonalität der Eigenformen bezüglich der Dämpfungsmatrix ( $\phi_m^T \cdot \mathbf{D} \cdot \phi_n = 0$ ), welche zur Entkopplung des Differentialgleichungssystems des MMS notwendig ist, führt unter Berücksichtigung der generalisierten Größen  $M_n^*$  und  $K_n^*$  zu folgender Beziehung der *Rayleigh*'schen Dämpfungsfaktoren  $a$  und  $b$  mit dem modalen Dämpfungsgrad  $\zeta_n$ :

$$\zeta_n = \frac{a}{2\omega_n} + \frac{b\omega_n}{2} \quad \text{Gl. 3-27}$$

In Gl. 3-27 wird üblicherweise für zwei „Kontrollfrequenzen“  $\omega_m$  und  $\omega_n$  die gleiche Dämpfung  $\zeta_m = \zeta_n = \zeta$  vorausgesetzt und hiermit die Faktoren  $a$  und  $b$  ausgewertet:

$$a = \frac{2\zeta}{\omega_m + \omega_n} \cdot \omega_m \omega_n \quad \text{und} \quad b = \frac{2\zeta}{\omega_m + \omega_n} \quad \text{Gl. 3-28}$$

Für praktische Belange wird zur Ermittlung der *Rayleigh*'schen Dämpfungsfaktoren  $a$  und  $b$  empfohlen,  $\omega_m$  mit der ersten Eigenfrequenz  $\omega_1$  gleichzusetzen und  $\omega_n$  entsprechend der

Beteiligung höherer Eigenfrequenzen sinnvoll anzunehmen. Abb. 3-3 enthält eine qualitative Darstellung der Rayleigh-Dämpfung (Gl. 3-27). Der modale Dämpfungsgrad  $\zeta$  erreicht demzufolge den vorgegebenen Wert  $\zeta_m = \zeta_n$  exakt in den gewählten Kreisfrequenzen  $\omega_m$  und  $\omega_n$ . Schwingungen mit Frequenzen  $\omega_m \leq \omega_i \leq \omega_n$  werden geringfügig schwächer gedämpft, während hochfrequente Schwingungen ( $\omega_i \gg \omega_n$ ) effektiv fast vollständig herausgedämpft werden. Die Wahl der *Rayleigh*'schen Dämpfungsparameter setzt demnach bereits eine genaue Kenntnis der maßgeblich an der Schwingungsantwort beteiligten Eigenformen voraus und sollte aufgrund dessen sorgfältig erfolgen.

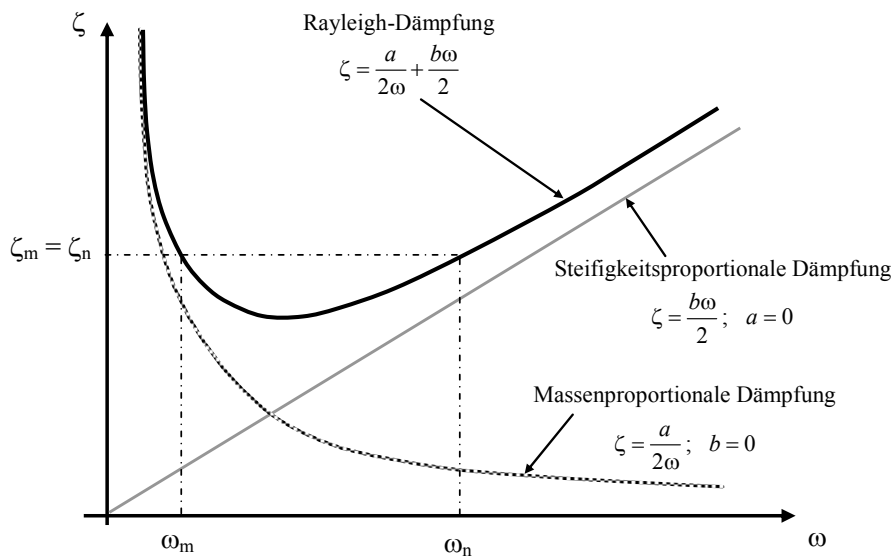


Abb. 3-3: Beziehung zwischen Dämpfungsgrad  $\zeta$  und Kreisfrequenz  $\omega$  (Rayleigh-Dämpfung)

## 3.4 Besonderheiten bei Eisenbahnbrücken

### 3.4.1 Modellbildung von Eisenbahnbrücken

Die dynamische Tragwerksreaktion wird generell durch die beiden Systemparameter Eigenfrequenz und Dämpfung maßgeblich bestimmt, welche demnach bei der theoretischen Modellbildung besonders sorgfältig ermittelt bzw. gewählt werden sollten. Die Eigenfrequenz  $n_0$  legt dabei die kritischen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  fest. In Frýba (1996) ist eine umfangreiche Auswertung von Schwingungsmessungen zur Ermittlung der ersten Eigenfrequenz  $n_0$  dokumentiert, welche in Abhängigkeit der Stützweite  $L$  für unterschiedliche Bauarten von Eisenbahnbrücken aus Abb. 3-4 entnommen werden kann. Zur Einordnung in das aktuell gültige Regelwerk enthält die Darstellung zudem die Frequenzgrenzen, die für die Herleitung des Schwingfaktors  $\Phi$  zugrunde gelegt wurden und noch heute zur Abschätzung der Notwendigkeit einer expliziten dynamischen Berechnung Verwendung finden [Ril 804 (2003); DIN-FB 101 (2003)]. Es ist ein eindeutiger Zusam-

menhang zwischen der Eigenfrequenz und der Stützweite erkennbar, der sich im doppelt-logarithmischen Maßstab durch eine lineare Regressionsgerade darstellen lässt. Dabei erfüllen nahezu alle Messwerte die Mindestanforderungen an die Bauwerkseigenfrequenz (untere Grenze). Im Bereich kleinerer Stützweiten sind vielfach deutliche Überschreitungen des oberen Grenzwertes zu verzeichnen, der den Anwendungsbereich des dynamischen Zuwachses  $\varphi''$  beschreibt. Für diese Brücken ist mit einer erhöhten dynamischen Anregung infolge Gleislagefehler zu rechnen.

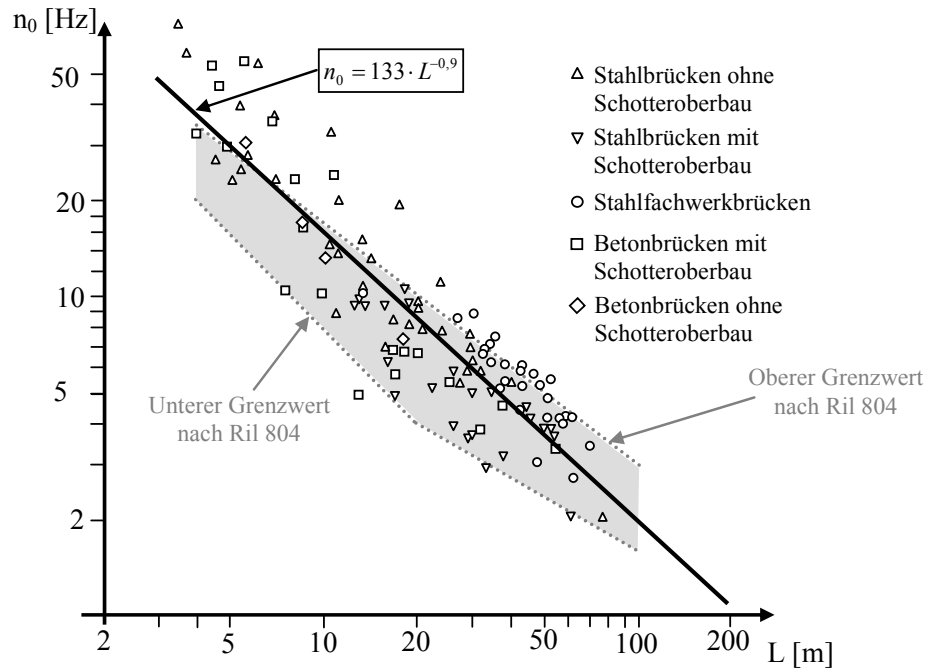


Abb. 3-4: Empirische Werte der ersten Eigenfrequenz  $n_0$  in Abhängigkeit der Stützweite  $L$  für Eisenbahnbrücken aus Stahl und Beton [Werte aus Frýba (1996) entnommen]

Die folgende Abb. 3-5 enthält eine weitere Darstellung von Eigenfrequenzen aus aktuellen Hochgeschwindigkeitsprojekten. Hierbei handelt es sich jedoch im Gegensatz zu Abb. 3-4 um Rechenwerte der Eigenfrequenz, die den dynamischen Zeitverlaufsanalysen zugrunde gelegt wurden.

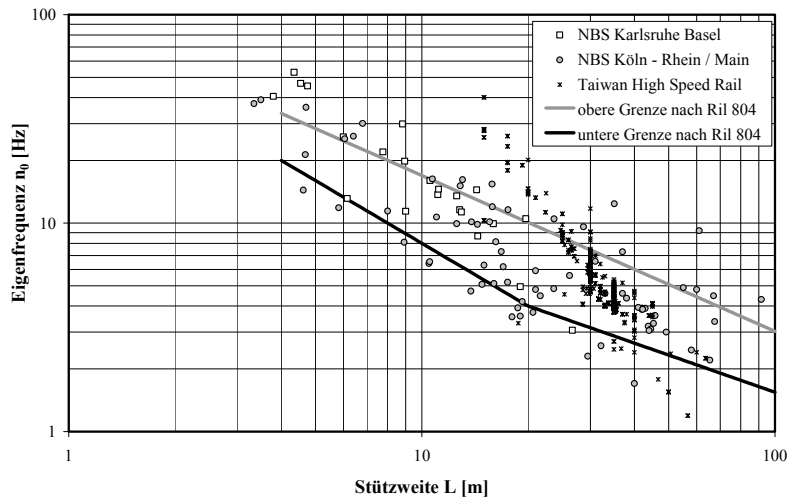


Abb. 3-5: *Rechenwerte der ersten Eigenfrequenz  $n_0$  in Abhängigkeit der Stützweite  $L$  für Eisenbahnbrücken der Neubaustrecken Karlsruhe-Basel, Köln-Rhein/Main und Taiwan High Speed Rail [KHP 1]*

Diese weisen im Vergleich zu Abb. 3-4 tendenziell etwas niedrigere Werte auf, was aus der mehrfachen Unterschreitung der unteren Frequenzgrenze nach Ril 804 (2003) abgeleitet werden kann. Der direkte Vergleich theoretisch ermittelter Eigenfrequenzen mit Messwerten zeigt häufig, dass die gemessenen Eigenfrequenzen nur dann nachvollziehbar sind, wenn alle massiven Querschnittsteile des Oberbaus (z.B. Schutzbeton, Schotterbegrenzungsbalken, Brückenkappen, Kabelkanäle, evtl. Feste Fahrbahn) nicht nur bei der Massenermittlung, sondern auch bei der Definition der Systemsteifigkeit Berücksichtigung finden [siehe z.B. Bagayoko et al. (2008)]. Eigene Untersuchungen [Spengler et al. (2006)] an einer exemplarischen Plattenbalkenbrücke mit Fester Fahrbahn ergaben unter der Annahme einer vollständig schubstarken Verbindung des Oberbaus und des Überbaus eine annähernde Verdopplung des Flächenträgheitsmoments  $I_y$ , was sich in einer Erhöhung der Eigenfrequenz  $n_0$  um den Faktor  $\sqrt{2}$  niederschlägt. Schwingungsmessungen an ähnlichen Querschnittsformen (Platten, Plattenbalken, WIB-Träger) bestätigen im Wesentlichen die zuvor genannte Größenordnung des Steifigkeitszuwachses. Exemplarisch mögen an dieser Stelle zwei in Spengler et al. (2006) erwähnte Beispiele dienen. Diese beruhen auf Messungen an rechnerisch resonanzgefährdeten Brücken der Neubaustrecke Köln-Rhein/Main, die zur Kalibrierung des Rechenmodells verwendet wurden [KHP 2]. Die im Ausschwingvorgang nach einer Zugüberquerung ermittelten Schwingungsmessdaten lieferten für einen WIB-Überbau eine Eigenfrequenz, welche um ca. 50% über dem Wert des ursprünglichen Rechenmodells lag ( $n_{0,\text{mess}} = 5,1 \text{ Hz}$ ;  $n_{0,\text{rech}} = 3,3 \text{ Hz}$ ). Für einen zweigleisigen Plattenbalkenquerschnitt, welcher durch eine Längsfuge in zwei unabhängige Überbauten je Fahrtrichtung geteilt wurde, ergab sich sogar eine Unterschätzung der tatsächlichen Eigenfrequenz von ca. 70% ( $n_{0,\text{mess}} = 4,0 \text{ Hz}$ ;  $n_{0,\text{rech}} = 2,3 \text{ Hz}$ ). Dieses Er-

gebnis beruht maßgeblich auf einer Verklebung der Schotterfüllung zwischen den beiden Fahrbahnplatten der (theoretisch) voneinander getrennt zu behandelten Überbauten, die dazu führte, dass bei jeder Zugüberfahrt der jeweils nicht direkt befahrene Überbau mit angeregt wird und somit die Systemsteifigkeit des betrachteten Überbaus erhöht. Diese beiden Beispiele können sicherlich nicht uneingeschränkt verallgemeinert werden. Sie bestätigen jedoch die Tendenz, dass speziell bei den zuvor genannten Querschnittstypen ein deutlicher Einfluss des Oberbaus zu verzeichnen ist. Mit zunehmendem Steifigkeitsunterschied zwischen Oberbau und Überbau, z.B. bei einem Hohlkastenquerschnitt, verliert die steifigkeitserhöhende Wirkung des Oberbaus sukzessive an Bedeutung. Die Erhebung von dynamischen Messgrößen, die zur Ermittlung von Eigenfrequenzen und Dämpfungen an Bestandsobjekten verwendet werden können, ist jedoch kein zentraler Bestandteil dieser Arbeit. Es wird daher lediglich auf die umfangreiche Literatur zu diesem Thema verwiesen, z.B. auf die kürzlich in Österreich entwickelte „Richtlinie für dynamische Messungen an Eisenbahnbrücken“ (Handel (2007)). Daneben existieren mittlerweile eine Reihe von interessanten Erfahrungsberichten zur Kalibrierung von Rechenmodellen mit Hilfe experimentell ermittelter Systemdaten, von denen exemplarisch Zabel & Brehm (2008), Marx (2007) oder Geier et al. (2008) genannt werden können. Viele Veröffentlichungen zur Kombination von messtechnischen und rechnerischen Verfahren bestätigen im Grundsatz die in diesem Abschnitt dargestellten Erfahrungen und enthalten darüber hinaus noch sehr nützliche weiterführende Informationen zur Durchführung von Schwingungsmessungen hinsichtlich Messtechnik (z.B. Tiefpassfilterung), Messanordnung oder der ausgeprägten Temperaturabhängigkeit gemessener Eigenfrequenzen und Dämpfungen.

Die Bauwerksdämpfung  $\zeta$  stellt im Fall der resonanten Anregung einer Eisenbahnbrücke einen bestimmenden Faktor bei der Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion dar. Der Vergleich von Messwerten nach Frýba (1996) an Beton- und Stahlbrücken mit den Normwerten (siehe Abb. 3-6) zeigt deutlich die bereits in Kapitel 2.3.3.2 angedeutete Tatsache, dass die für rechnerische Nachweise zu verwendenden Dämpfungswerte eine auf der sicheren Seite liegende untere Abschätzung der tatsächlich vorhandenen Werte darstellen. Es ist darüber hinaus auffällig, dass die dargestellten Messwerte eine erhebliche Streuung aufweisen, die auf die Vielzahl der Einflussgrößen, z.B. die Abhängigkeit der Dämpfung vom Lastniveau und der Temperatur, zurückzuführen ist. Für abnehmende Stützweiten ist generell ein deutlicher Anstieg der Dämpfung zu verzeichnen, der sich aus dem zunehmenden Einfluss der durchlaufenden Schienen, des Oberbaus (Schotterbett oder Feste Fahrbahn) sowie der Auflagerreibung ergibt [Frýba (1998)]. Der Vergleich zwischen Beton- und Stahlbrücken bestätigt die allgemein bekannte und auch normativ festgeschriebene erhöhte Dämpfungseigenschaft des Werkstoffs Beton gegenüber Stahl.



### 3 Dynamik von Brücken unter bewegten Lasten

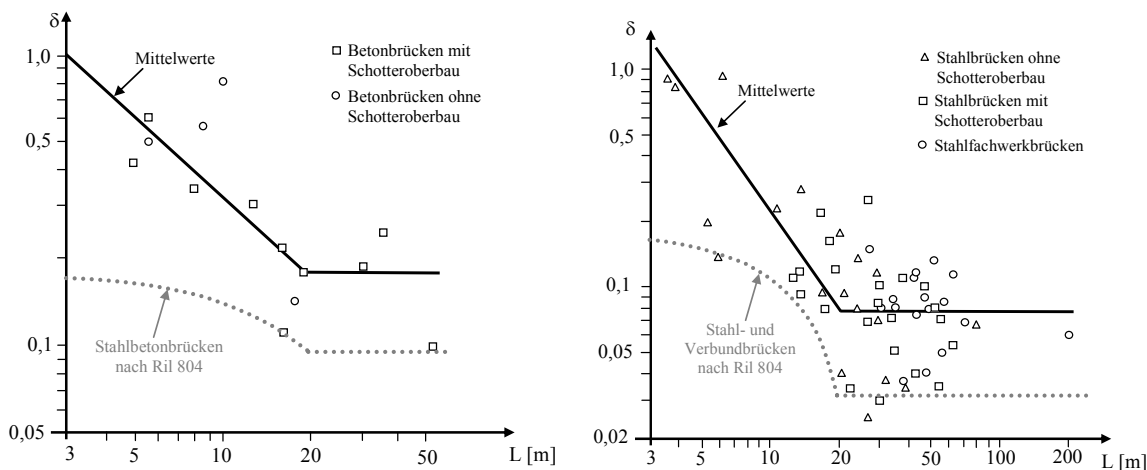


Abb. 3-6: Gegenüberstellung gemessener logarithmischer Dämpfungsdekremente  $\delta = 2\pi\zeta$  mit den normativ zu verwendenden Dämpfungswerten gemäß Ril 804 (2003) [Messwerte aus Frýba (1996) entnommen]

Bei der Planung von neu zu errichtenden Brücken, insbesondere im Bereich des Hochgeschwindigkeitsverkehrs, erscheint es aufgrund der derzeit noch fehlenden Allgemeingültigkeit wenig sinnvoll, von der in diesem Abschnitt beschriebenen „stillen Steifigkeitsreserve“ sowie der erhöhten Bauwerksdämpfung Gebrauch zu machen.

Für die Nachrechnung bestehender Brücken, z.B. bei einer Anhebung der Streckengeschwindigkeit, ist die Verwendung von Informationen zur Eigenfrequenz und der Dämpfung durchaus vertretbar. In einem solch konkreten Fall liefert der Zugewinn an Informationen zur Tragstruktur ein wichtiges Entscheidungskriterium, ob eine Verstärkung oder womöglich sogar ein Abriss des Bauwerks trotz Nutzungsänderung vermieden werden kann. Weitergehende Empfehlungen für das Nachrechnen bestehender Brücken können Bagayoko et al. (2008) entnommen werden.

Zusammenfassend sollte die theoretische Modellbildung einer neu zu errichtenden Eisenbahnbrücke generell unter Beachtung folgender grundsätzlicher Zusammenhänge erfolgen:

- Eine niedrige Abschätzung der Biegesteifigkeit  $EI$  und/oder eine hohe Abschätzung der Bauwerksmasse  $\mu$  führt zu niedrigen (auf der sicheren Seite liegenden) Werten der Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  (vgl. Gl. 3-6 und Gl. 2-24)
- Eine niedrige Abschätzung der Bauwerksmasse  $\mu$  führt zu einem hohen Wert der zu erwartenden Beschleunigung ( $\ddot{w} \sim 1/\mu$ ; siehe hierzu auch Kapitel 4.3)
- Ein unterer Grenzwert der Dämpfung  $\zeta$  führt zu einem hohen dynamischen Zuwachs der Tragwerksreaktion  $\phi'$

Weitere Hinweise zur Modellbildung können Ril 804 (2003) oder Stadler (2007) entnommen werden.

### 3.4.2 Angeregte Eigenformen infolge Zugüberfahrt

Ein wesentlicher Vorteil beim Berechnungsverfahren der Modalen Superposition besteht in der Möglichkeit, die maßgeblich an der Bestimmung der Tragwerksreaktion beteiligten Eigenformen gezielt auszuwählen und somit den Berechnungsaufwand erheblich zu reduzieren. Wie in Kapitel 2.3.3.2 bereits dargestellt, empfiehlt die Ril 804 (2003) die Berücksichtigung der ersten drei Eigenformen der Biegeschwingung. Die Begründung für dieses Vorgehen liegt in der Tatsache, dass Schwingungen mit hohen Frequenzen i.d.R. nur sehr geringe Wegamplituden aufweisen und somit bei der Ermittlung der Gesamtbeanspruchung des Tragwerks vernachlässigbar sind.

Zur Illustration enthält Abb. 3-7 zwei Beispiele, für die der Beschleunigungs-Zeit-Verlauf in Feldmitte mittels Fourier-Transformation in die Frequenzschreibweise überführt wurde. Abb. 3-7a zeigt die Frequenzantwort einer 23m langen Einfeldbrücke mit einer ersten Eigenfrequenz  $n_0 = 4\text{Hz}$ , welche mit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  befahren wird. Die Beschleunigungsantwort besteht nahezu vollständig aus dem Anteil der ersten Eigenform. Die zweite Eigenfrequenz  $n_1 (= 4 \cdot n_0 = 16\text{Hz})$  spielt in Feldmitte keine Rolle, da die zugehörige zweiwellige Eigenform hier ihren Nulldurchgang hat. Der Anteil der dritten Eigenfrequenz  $n_2 (= 9 \cdot n_0 = 36\text{Hz})$  ist vergleichsweise gering und kann vernachlässigt werden.

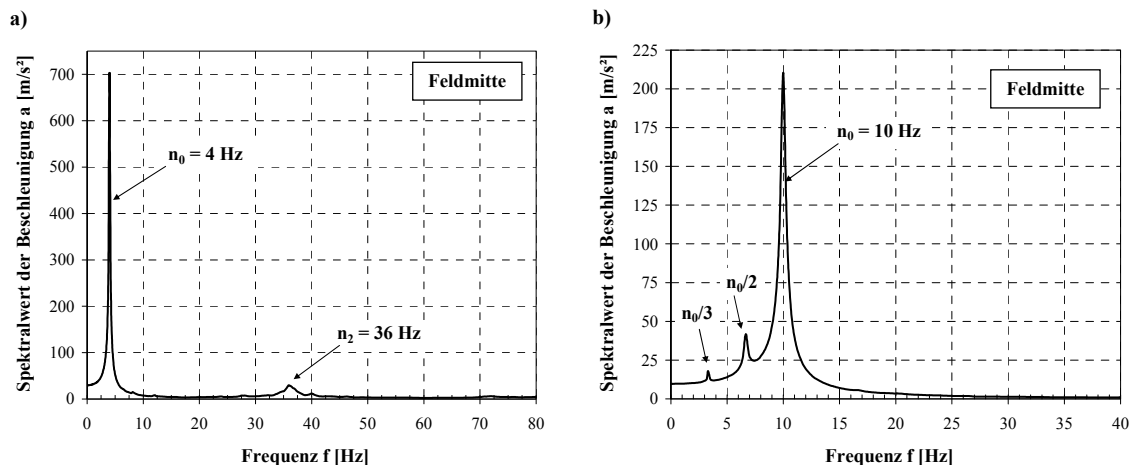


Abb. 3-7: Spektrale Darstellung der Beschleunigungsantwort in Feldmitte für zwei unterschiedliche Eisenbahnbrücken

a)  $L = 23\text{m}$ ,  $n_0 = 4\text{Hz}$ , HSLM-A03,  $v = v_{\text{res},1}$

b)  $L = 6,5\text{m}$ ,  $n_0 = 10\text{Hz}$ , HSLM-A01,  $v = v_{\text{res},3} = v_{\text{res},1} / 3$

Abb. 3-7b zeigt den niederfrequenten Ausschnitt eines Beschleunigungsspektrums für eine 6,5m kurze Einfeldbrücke, welche mit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},3}$  befahren wird. Zur Bestimmung einer Erregerfrequenz  $n_E$  ist im Regelfall die Wagenlänge als wesentliches periodisches Element der Belastung von Belang. Der Abstand einzelner Achslasten, z.B. innerhalb eines Drehgestells, käme zwar auch in Frage, ergibt jedoch in der

praktischen Anwendung im Vergleich zur Wagonlänge  $L_{\text{üp}}$  nur sehr geringe Anregungsimpulse [Bagayoko et al. (2008)]. Im vorliegenden Fall ergibt sich die Erregerfrequenz  $n_E$  wie folgt:

$$n_E = \frac{v}{L_{\text{üp}}} = \frac{v_{\text{res},3}}{L_{\text{üp}}} = \frac{n_0 \cdot L_{\text{üp}}}{3 \cdot L_{\text{üp}}} = \frac{n_0}{3} = \frac{10 \text{ Hz}}{3} = 3,33 \text{ Hz} \quad \text{Gl. 3-29}$$

Das Frequenzspektrum enthält neben der Erregerfrequenz  $n_E = 3,33\text{Hz}$  noch deren Vielfache  $f = 2 \cdot n_E$  und  $f = 3 \cdot n_E = n_0$ . Höhere Eigenformen werden auch hier nicht angeregt. Die dargestellten Beispiele bestätigen die vielfach in der Literatur getroffene Aussage, dass die dynamische Reaktion von Eisenbahnbrücken (Einfeldträger) infolge eines überfahrenden Zuges überwiegend durch die erste Eigenform bestimmt wird [siehe Museros & Alarcón (2005) mit Verweis auf z.B. Yang et al. (1997) und Li & Su (1999)]. Museros & Alarcón (2005) führten dennoch differenziertere Untersuchungen zur Beteiligung höherer Eigenformen durch und kamen dabei zu dem Schluss, dass in vereinzelt Fällen die maximale Beschleunigung nicht in Feldmitte, sondern in den Viertelpunkten auftritt. Diese Beobachtung lässt sich auf den Beitrag der zweiten Biegeeigenfrequenz zurückführen, deren zweiwellige Form dort ihre Maximalwerte erreicht. Die Überschreitungen der maximalen Beschleunigungen in Feldmitte bleiben jedoch moderat und basieren zudem auf der Annahme einer identischen modalen Dämpfung der ersten und zweiten Eigenform. Da jedoch allgemein davon auszugehen ist, dass höhere Eigenformen auch höhere Dämpfungsgrade aufweisen, stellen die von Museros & Alarcón (2005) durchgeführten Untersuchungen eine obere Abschätzung des Einflusses der zweiten Eigenfrequenz dar, welche von Hauser & Adam (2007) qualitativ bestätigt werden. Die folgende Abb. 3-8a illustriert den Einfluss der höheren Eigenformen exemplarisch für die bereits in Abb. 3-7a verwendete Einfeldbrücke anhand der spektralen Beschleunigungsantwort im Viertelpunkt. Zu den Frequenzspitzen bei der ersten und dritten Biegeeigenfrequenz ( $n_0 = 4\text{Hz}$ ;  $n_2 = 36\text{Hz}$ ) tritt hier eine zusätzliche Spitze im Bereich der zweiten Eigenfrequenz  $n_1 = 16\text{Hz}$  auf, die deren (in diesem Beispiel geringe) Beteiligung an der gesamten Tragwerksreaktion repräsentiert.

Die untergeordnete Bedeutung höherer Eigenformen ist hauptsächlich der Tatsache zuzuschreiben, dass die zugehörigen Eigenfrequenzen durch die Belastung eines überfahrenden Zuges im Regelfall nicht in Resonanz angeregt werden können. Unter Berücksichtigung praktisch relevanter Zuggeschwindigkeiten liegen realistische Anregungsfrequenzen für das globale Schwingungsverhalten eines Eisenbahnüberbaus gemäß Gl. 3-29 in einem Bereich  $n_E < 10 \text{ Hz}$  und somit für den Regelfall weit unter den baupraktisch üblichen zweiten und dritten Biegeeigenfrequenzen. Abb. 3-8b verdeutlicht abschließend, dass bei der Ermittlung maximaler Durchbiegungen (und analog dazu maximaler Biegemomente) höhere Eigenformen im Vergleich zu den Beschleunigungen eine noch geringere Rolle

spielen und somit in guter Näherung gänzlich vernachlässigt werden können. Dies ist auf die bereits angesprochene Proportionalität der Beschleunigung mit der Durchbiegung über das Quadrat der Kreisfrequenz zurückzuführen. Dementsprechend enthält das Beschleunigungsspektrum noch Spitzen bei der zweiten und dritten Biegeeigenfrequenz, die im Durchbiegungsspektrum nur noch erahnt werden können bzw. gar nicht mehr sichtbar sind. Die in diesem Abschnitt getroffenen Aussagen sind im Wesentlichen für balkenartige Einfeldträger gültig. Für andere Tragsysteme (z.B. Durchlaufträger oder Bogenbrücken) kann der Einfluss höherer Eigenformen aus verschiedenen Gründen deutlich höher sein und ist im Einzelfall zu untersuchen.

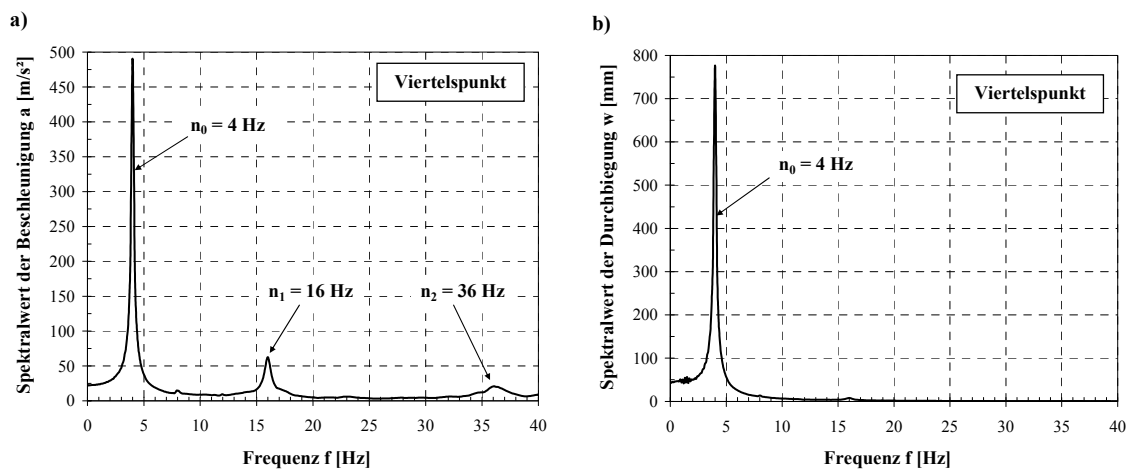


Abb. 3-8: Spektrale Darstellung der Tragwerksantwort im Viertelpunkt für eine Eisenbahnbrücke ( $L = 23\text{m}$ ,  $n_0 = 4\text{Hz}$ , HSLM-A03,  $v = v_{\text{res},1}$ )

a) Beschleunigungsantwort

b) Durchbiegungsantwort

#### 3.4.3 Einwirkungen infolge Zugüberfahrt und Berücksichtigung der Interaktion Zug – Brücke

Die Abbildung der Überfahrt eines Zuges über eine Eisenbahnbrücke kann laut Dinkler & Löhrl (2003) mit steigendem Detaillierungsgrad durch folgende Modelle erfolgen:

- Modell 1: Bewegte Lasten
- Modell 2: Bewegte Massen mit starrer Fesselung an den Überbau
- Modell 3: Bewegte Massen mit Feder-Dämpfer-Kopplung an den Überbau
- Modell 4: Bewegte Wagenkasten-Drehgestell-Radsatz-Systeme mit jeweiliger Feder-Dämpfer-Kopplung

Erfolgt die Berechnung durch ein diskretisiertes Mehrmassensystem, so erfordert das erste Modell mit bewegten Lasten in jedem Zeitschritt lediglich die Anpassung des Lastvektors hinsichtlich der jeweils aktuellen Position der auf der Brücke befindlichen Achslasten. Die Berücksichtigung der Radsatzlasten über starr an die Brücke gekoppelte Punktmassen (Modell 2) führt neben der Zeitabhängigkeit der Massenmatrix zu zusätzlichen Trägheitskräften aus der Balkendurchbiegung und –krümmung. Modell 3 sieht in Erweiterung zu Modell 2 einen zusätzlichen vertikalen Freiheitsgrad für die Punktmasse vor und ermöglicht somit die Abbildung der fahrzeugspezifischen Feder- und Dämpfungseigenschaften separat für jede Radsatzlast. Modell 4 weist den höchsten Detaillierungsgrad aller zuvor genannten Zugmodelle auf. Hierbei koppeln zwei Feder-Dämpfer-Elemente die jeweiligen Radsatzmassen mit der Masse des gemeinsamen Drehgestells (Primärfesselung). Letztere wiederum wird über ein drittes Feder-Dämpfer-Element an die Wagenkastenmasse angeschlossen (Sekundärfesselung). Wird der Wagenkasten zusätzlich mit seiner Biegesteifigkeit berücksichtigt, so erfolgt darüber sogar eine Kopplung benachbarter Drehgestellfreiheitsgrade eines Wagens. Wie man sich leicht vorstellen kann, erzeugt die letztgenannte mechanische Nachbildung des Wagenkastens einen beträchtlichen Aufwand bei der Lösung des gekoppelten und um viele zusätzliche Freiheitsgrade erweiterten Differentialgleichungssystems. Außerdem sind für eine realistische Betrachtung umfangreiche Angaben zu den Feder- und Dämpfungskennzahlen des überfahrenden Zuges erforderlich [Dinkler & Löhrl (2003)].

Bereits der Bericht von Sonntag (1983) über das Forschungsvorhaben „Brücken“ im Rad/Schiene-Programm der Bundesrepublik Deutschland Mitte der 1970er Jahre zeigte ansatzweise, dass eine detaillierte Wagenkasten-Simulation für die Ermittlung der Wagenkastenbeschleunigung und somit des Reisendenkomforts unerlässlich, für die Berechnung der Brückenschwingung jedoch entbehrlich ist. Der SVA ERRI D214 griff die Problematik der Wechselwirkung zwischen Zug und Brücke mit der konkreten Fragestellung auf, inwieweit die Berechnung mit bewegten Lasten mit der eines bewegten detaillierten

Wagenkastensystems im Fall auftretender Resonanzschwingungen vergleichbar ist [D214-RP4 (1999)]. Bagayoko et al. (2008) fasst die wesentlichen Ergebnisse dieser umfangreichen Untersuchungen wie folgt zusammen:

- Der Einfluss der Interaktion Zug/Brücke spielt außerhalb des Resonanzbereichs keine wesentliche Rolle; im Resonanzfall ergeben sich bei Berücksichtigung der Wechselwirkung günstigere Werte, da eine Energieübertragung von der Brücke auf den Zug stattfindet und somit die Beanspruchung des Gesamtsystems Zug/Brücke verringert wird.
- Die Abminderungen sind bei einzelnen Einfeldträgern ausgeprägter als bei Durchlaufträgern oder Einfeldträgerketten.
- Die Interaktion führt zu einer höheren effektiven Masse der Brücke und resultiert somit in geringfügig niedrigeren Resonanzgeschwindigkeiten.
- Der Einfluss der Wechselwirkung reduziert sich für zunehmende Stützweiten und kann ab  $L > 30\text{m}$  vernachlässigt werden.

Die vom SVA ERRI D214 dokumentierten Beobachtungen werden in den von Dinkler & Löhr (2003) untersuchten Beispielen im Wesentlichen bestätigt. Um den positiven Einfluss der Interaktion Zug/Brücke mathematisch zu erfassen, entwickelte der Ausschuss D214 einen Ansatz, der die Abminderung der Tragwerksreaktion im Resonanzbereich über eine fiktive Erhöhung der Dämpfung beschreibt. Aus umfangreichen Parameteruntersuchungen ergab sich die in Kapitel 2.3.3.2 bereits erwähnte Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$ , welche auch in die Ril 804 (2003) übernommen wurde. Die Verwendung dieser zusätzlichen Dämpfung macht die Berechnung mittels eines detaillierten Wagenkastensystems überflüssig, so dass in der praktischen Durchführung im Regelfall die Berechnung mit bewegten Einzellasten erfolgen kann.

Einige in der Literatur angeführte Studien fassen für Drehgestellfahrzeuge dabei vereinfachend die Achslasten benachbarter Drehgestelle aus angrenzenden Wagons zu einer resultierenden Kraft  $R$  zusammen.

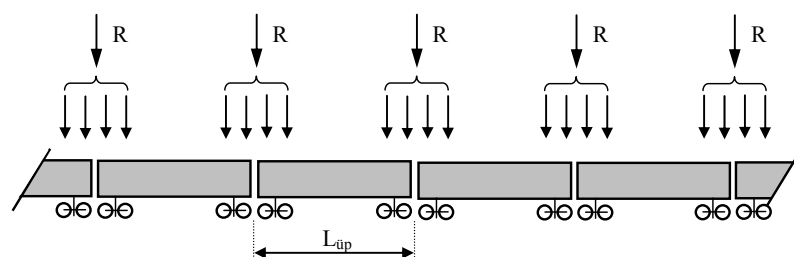


Abb. 3-9: *Idealisierung der Belastung durch Zusammenfassung mehrerer Achslasten zu einer resultierenden Kraft  $R$*

Untersuchungen von Hauser und Adam (2007) zufolge liefert diese Idealisierung jedoch sehr konservative Ergebnisse, so dass diese weiterführende Vereinfachung nicht empfehlenswert ist. Hinsichtlich der Modellierung der Zugüberfahrt bleibt also festzuhalten, dass eine Berechnung mittels bewegter Lasten der Problemstellung entsprechend ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Der positive Einfluss aus der Interaktion von Zug und Brücke kann vereinfachend über eine Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  in die Berechnung einfließen.

## 4 DYNAMISCHE BERECHNUNGEN ZUR SIMULATION VON ZUGÜBERFAHRTEN

### 4.1 Einführung

Im weiteren Verlauf der Arbeit wird nun zunächst das zur dynamischen Berechnung verwendete Modell hinsichtlich der Tragwerksidealisierung und des angewendeten Berechnungsverfahrens vorgestellt. Zur Verifizierung der getroffenen Annahmen wird ein Vergleich mit den Schnittkrafttabellen der Ril 804 (2003) durchgeführt. Im Anschluss erfolgt eine ausführliche Diskussion der wesentlichen Einflussgrößen auf die dynamische Berechnung infolge Zugüberfahrten. Diese wird dazu genutzt, eine sinnvolle und systematische Aufbereitung der im Rahmen der Forschungsarbeit durchgeführten Analysen vorzubereiten. Besonderes Augenmerk wurde in diesem Zusammenhang auf die Erarbeitung des Einflusses der lastverteilenden Wirkung des Oberbaus gelegt, welche für kurze Eisenbahnüberbauten im Hinblick auf eine wirklichkeitsnahe Abschätzung der dynamischen Beanspruchung unbedingt berücksichtigt werden sollte.

Im Anschluss an diese grundlegenden Betrachtungen folgt eine Auswahl von Ergebnissen dynamischer Zugüberfahrtsanalysen einfeldriger Eisenbahnbrücken. Dies basiert zunächst auf einer Referenz-Bauwerksdämpfung  $\zeta = 1\%$ , wobei der Fokus der Untersuchungen auf der Ermittlung dynamischer Biegemomente liegt. Im Weiteren werden Diagramme zur Abschätzung der dynamischen Vergrößerung entwickelt, die unter Berücksichtigung der von Brückenbauart und Stützweite abhängigen Bauwerksdämpfung für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden können. Dabei werden sowohl die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A als auch aktuelle, im deutschen Streckennetz verkehrende Betriebszüge berücksichtigt. Ein daran anschließender kurzer Vergleich der Hochgeschwindigkeitslastbilder mit den Betriebszügen erfolgt mit Hilfe eines bereits im Zuge der Forschungsarbeiten des SVA ERRI [D214-RP6 (1999)] entwickelten Verfahrens unter Verwendung sogenannter „dynamischer Zugsignaturen“.

Anschließend wird ein auf einer Regressionsanalyse basierendes Verfahren zur Abbildung beliebiger Bauwerksdämpfungen vorgestellt, welches z.B. zur Beurteilung bestehender Brücken bei Kenntnis gemessener Bauwerksdämpfungen verwendet werden kann.

Zum Abschluss des Kapitels werden vereinfachte Beziehungen zur überschlägigen Ermittlung maximaler Querkräfte am Widerlager, sowie Durchbiegungen und Beschleunigungen in Feldmitte hergeleitet, die auf den Ergebnissen der zuvor aufbereiteten maximalen dynamischen Biegemomente beruhen. Diese Informationen können für die Beurteilung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit herangezogen werden.



### 4.2 Beschreibung des Berechnungsmodells

#### 4.2.1 Allgemeines

Vor dem Hintergrund des in Kapitel 2 und 3 dargestellten Kenntnisstands hinsichtlich der dynamischen Belastung von Eisenbahnbrücken sowie der Möglichkeiten für deren Berechnung werden zunächst die Rahmenbedingungen und die grundlegenden Annahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Zeitverlaufsanalysen stichpunktartig aufgelistet und in Teilen nachfolgend erläutert:

- linear-elastisches, homogenes und isotropes Materialverhalten (*Hooke'sches Gesetz*); Ebenbleiben des Querschnitts (*Bernoulli-Hypothese*)
- starre Lagerung
- keine Berücksichtigung von Torsionsschwingungen
- Berechnung mit bewegten Lasten und Berücksichtigung der Interaktion Zug-Brücke über eine erhöhte Dämpfung  $\Delta\zeta$  nach Ril 804 (2003), Modul 3301, Absatz (9)
- Berücksichtigung von Gleislagefehlern durch Erhöhung aller dynamischen Antwortgrößen mit dem Faktor  $(1+0,5\cdot\phi)$  für sorgfältig gewartete Gleise nach Ril 804 (2003), Modul 3301, Absatz (11)
- Beschränkung auf balkenartige Einfeldträger mit konstanten Querschnittseigenschaften (Steifigkeit, Masse) entlang der Balkenlängsachse

Die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens für die Schnittgrößenermittlung ist eine im Bauwesen sehr verbreitete Berechnungsgrundlage. Physikalisch nichtlineare Verfahren zur Schnittgrößenermittlung bilden eher die Ausnahme und sind nur in Sonderfällen sinnvoll. Bei der Berechnung von Eisenbahnbrücken ist zudem erwähnenswert, dass die Querschnittsdimensionierung in den meisten Fällen von den sehr strengen Durchbiegungsgrenzwerten ( $L/f$ -Werte; vgl. Kapitel 2.3.3.2) dominiert wird, die ein hinsichtlich der Betriebssicherheit und dem Wohlbefinden der Fahrzeuginsassen angemessenes Schwingungsverhalten des Überbaus und des Wagenkastens garantieren sollen. Demzufolge weisen Brückenquerschnitte im Regelfall eine diesem Umstand entsprechende Mindestbiegesteifigkeit auf, insbesondere bei Berücksichtigung zusätzlicher Kriechverformungen über die Lebensdauer eines Betontragwerks. Das bedeutet, dass die Annahme eines ungerissenen Querschnitts (Zustand I) unter dem  $\Phi$ -fachen Bemessungslastbild UIC 71 nach DIN-FB 101 (2003) bei Einhaltung der Durchbiegungskriterien vorausgesetzt werden kann. In Einzelfällen kann die Untersuchung der Auswirkungen einer Rissbildung auf die Tragwerksreaktionen durchaus sinnvoll sein, so z.B. bei einer deutlichen Überschreitung der Schnittgrößen infolge des Lastbildes UIC 71 infolge starker Resonanzeffekte.

fekte. Hier bietet sich als Grenzwertbetrachtung eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung unter Verwendung der Steifigkeit der gerissenen Querschnitte (Zustand II) an. Für die vorliegenden Untersuchungen von statisch bestimmten Einfeldträgern bewirkt eine eventuelle Rissbildung eine Vergrößerung der Durchbiegungen und Beschleunigungen, die Schnittgrößen bleiben jedoch unverändert. Letzteres ändert sich bei statisch unbestimmten Tragsystemen (z.B. Durchlaufträger, Rahmensysteme), bei deren Betrachtung eine Schnittgrößenumlagerung infolge Rissbildung auftritt und demzufolge die Anpassung der Biegesteifigkeiten in stark ausgenutzten Querschnitten durchaus sinnvoll sein kann. Einschränkend sei an dieser Stelle noch erwähnt, dass eine Reduzierung der Biegesteifigkeit  $EI$  immer auch mit einer Reduzierung der Eigenfrequenz  $n_0$  einhergeht. Da sich die kritischen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  über die Eigenfrequenz ermitteln, führen zwei Berechnungen mit unterschiedlichen Steifigkeiten (und gleichen Massen) auch bei statisch bestimmten Tragsystemen zu unterschiedlichen Schnittgrößen, sofern für beide Berechnungen die gleiche Zuggeschwindigkeit zugrunde gelegt wird. Dieser Effekt ist auf ein verändertes Abstimmungsverhältnis zwischen Erreger- und Eigenfrequenz zurückzuführen, ein für dynamische Problemstellungen sehr typisches Merkmal der Interaktion von Einwirkung und Widerstand. Die Auswirkungen einer Variation der Eigenfrequenz werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit noch ausführlich behandelt, so dass an dieser Stelle lediglich ein Hinweis auf die entsprechenden Kapitel 4.3 und 5 erfolgt.

Die Modellierung des Zuges bzw. die Thematik der Interaktion Zug/Brücke wurde bereits in Kapitel 3.4 ausführlich diskutiert. Aufgrund der bereits sehr umfangreich vorhandenen Forschungsergebnisse auf diesem Gebiet [z.B. D214-RP4 (1999), Dinkler & Löhr (2003)] erschien es im Verlauf der eigenen Forschungstätigkeit wenig sinnvoll, diesen Sachverhalt eingehender zu untersuchen. Sämtliche Untersuchungen zu dieser Thematik kommen bei Verwendung praxisrelevanter Feder- und Dämpfungseigenschaften üblicher Wagenkastensysteme zu dem Schluss, dass Fahrzeug und Brücke durch die Federung dynamisch weitestgehend isoliert sind und nur im Resonanzfall eine Energieübertragung von der Brücke auf den Zug stattfindet, die in Summe zu geringfügig günstigeren Tragwerksreaktionen führt. Die quantitative Beschreibung dieses für die Reduktion der Brückenschwingung positiven Effekts wurde in D214-RP4 (1999) umfangreich untersucht und über die Definition einer Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  nach Gl. 2-26 erfasst. Da der Schwerpunkt dieser Arbeit hauptsächlich in der Ermittlung der dynamischen Belastung des Brückentragwerks liegt, wird der Einfluss des Teilaspekts „Interaktion Zug-Brücke“ über die Berücksichtigung der vorgeschlagenen Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  als ausreichend erachtet und nicht weiter verfolgt. Diese Vorgehensweise begründet sich zudem durch die Tatsache, dass sämtliche aktuell gültigen Richtlinien und Normen lediglich die Achslastkonfiguration verschiedener Betriebszüge vorgeben und somit eine Berechnung unter bewegten Lasten ausdrücklich empfehlen. Detaillierte System- und Zugmodellierungen sind im Wesentlichen bei

Fragestellungen zum Reisendenkomfort oder der Auslegung von Wagenkastenelementen zu untersuchen, da hier der Einfluss ungleich größer ist.

Für die Berücksichtigung von Gleislagefehlern durch Anwendung eines Erhöhungsfaktors  $(1+a_0\cdot\varphi'')$  gilt prinzipiell die gleiche Begründung wie für die zuvor angesprochene Vereinfachung hinsichtlich der Interaktion von Zug und Brücke. Auch hier liegen bereits umfangreiche Forschungsergebnisse des europäischen Eisenbahnverbandes UIC vor (siehe Kapitel 2.3.2.2 und 2.3.3.2), die sich teils auf Erfahrungswerten, teils auf verallgemeinerten Berechnungen begründen. Der dynamische Zuwachs  $\varphi''$  aus Gleisunregelmäßigkeiten und unrunder Rädern ist gemäß Gl. 2-13 eine Funktion der Stützweite  $L$  und der Eigenfrequenz  $n_0$ , der nur im Bereich kleiner Stützweiten und gleichzeitig hoher Eigenfrequenzen Werte in der Größenordnung von  $\varphi'' = 0,5$  (z.B.  $L = 8\text{m}$ ,  $n_0 = 15\text{Hz}$ ) oder mehr annimmt. Bei einer für Hochgeschwindigkeitsstrecken üblichen Ausführung des Oberbaus in Fester Fahrbahn und der damit verbundenen guten Gleislage ( $a_0 = 0,5$ ) verringert sich der Einfluss weiter, so dass  $\varphi''$  im Vergleich zum dynamischen Zuwachs  $\varphi'$  infolge resonanter Brückenüberfahrt eher eine untergeordnete Rolle spielt. Auf eine weiterführende Untersuchung der analytischen Beziehung des Zuwachses aus Gleisimperfektionen wurde im Rahmen dieser Arbeit daher verzichtet.

Abschließend bleibt zu erwähnen, dass die nachfolgenden Untersuchungen ausschließlich einfeldrige Eisenbahnüberbauten mit entlang der Bauteillängsachse unveränderlicher Masse  $\mu$  und Steifigkeit  $EI$  behandeln. Die bereits für diesen Fall sehr umfangreichen Einflussparameter erhöhen sich im Fall von Durchlaufträgern mit ungleichen Stützweiten oder biegesteifen Rahmen beträchtlich, so dass für diese sicherlich ebenso praxisrelevanten Beispiele eine vereinfachte Betrachtung, so wie sie in Kapitel 5 für Einfeldträger vorgeschlagen wird, nahezu unmöglich wird. Für den Fall eines Durchlaufträgers mit gleichen Stützweiten ergibt sich eine im Vergleich zum Einfeldträger identische erste Eigenfrequenz  $n_0$ , wobei jedoch das Schwingungsverhalten eines betrachteten Feldes durch im Nachbarfeld angeordnete Achsen mit einer Kraftwirkung entgegen der systembedingten Schwingungsrichtung erheblich gestört wird. Demnach reagiert ein Durchlaufträger mit gleichen Stützweiten dynamisch deutlich verhaltener als der entsprechende Einfeldträger. Für dieses System ist eine ähnliche Vorgehensweise wie für Einfeldträger denkbar.

In Ergänzung zu den zuvor genannten grundlegenden Randbedingungen enthalten die beiden folgenden Abschnitte ausführlichere Informationen zur Modellbildung der Brücke sowie zur Wahl des verwendeten Berechnungsverfahrens.

### 4.2.2 Modellbildung einer Eisenbahnbrücke

Voruntersuchungen zum Einfluss einer Lastverteilung durch den Oberbau für den Fall einer periodisch wiederkehrenden Wanderlast haben gezeigt, dass insbesondere bei kurzen Überbauten eine deutliche Reduktion der dynamischen Tragwerksreaktion beobachtet werden kann. Diese Beobachtungen entsprachen den erwarteten Ergebnissen, da neben dem aus der Statik bekannten Unterschied der Durchbiegung in Feldmitte unter Einzellast bzw. äquivalenter Linienlast ein weiterer Effekt zum Tragen kommt. Eine verteilte Last bewirkt zusätzlich eine Verringerung der vollständig unbelasteten Zeiten zwischen den Laststellungen, die zur maximalen Tragwerksreaktion führen. Dadurch wird die Wechselbeanspruchung der Brücke herabgesetzt, was sich positiv in der maximalen dynamischen Schnitt- oder Verformungsgröße niederschlägt. Die in Kapitel 4.4 dargestellten Untersuchungen führten u. a. zu dem Ergebnis, dass für Stützweiten  $L \leq 10\text{m}$  die elastischen Elemente des Oberbaus in der Tragwerksmodellierung abgebildet werden sollten. Im Fall eines Schotteroberbaus sind dies die Schiene, die elastische Zwischenplatte und die Bettung des Untergrunds, bestehend aus gebundenen und ungebundenen Tragschichten. Bei einer Ausbildung des Oberbaus in Form einer Festen Fahrbahn tragen die gebundenen Tragschichten nur einen vernachlässigbaren Teil zur Elastizität des Fahrwegs bei. Hier sind im Wesentlichen die Biegesteifigkeit der Schiene und die Federziffer der elastischen Zwischenlagen zu berücksichtigen. In beiden Fällen kann die Modellierung des Oberbaus durch einen zusätzlichen Biegebalken (Schiene) erfolgen, welcher über Federn der Steifigkeit  $c_p$  an den Überbau gekoppelt ist (siehe Abb. 4-1a). Für größere Stützweiten verringert sich der Einfluss der Lastverteilung zunehmend und wird deswegen für  $L > 10\text{m}$  vereinfachend vernachlässigt (siehe Abb. 4-1b). Den Berechnungen liegen demzufolge je nach betrachteter Stützweite unterschiedliche Modelle zugrunde. Weitere ausführliche Informationen zur Wirkungsweise der Lastverteilung des Oberbaus enthält Kapitel 4.4.

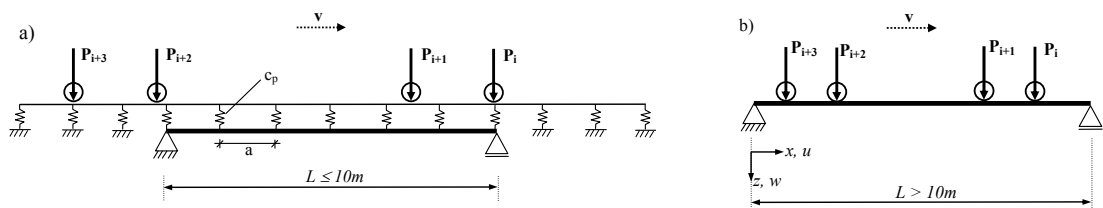


Abb. 4-1: Darstellung des verwendeten Berechnungsmodells in Abhängigkeit der Stützweite  $L$   
a)  $L \leq 10\text{m}$  einschließlich Abbildung des Oberbaus  
b)  $L > 10\text{m}$

### Berechnungsmodell ohne Berücksichtigung des Oberbaus

Das in dieser Arbeit verwendete Modell besteht aus einem Biegebalken auf zwei Stützen, der in regelmäßigen Abständen  $a$  in gleich lange Elemente unterteilt wird. In den Verbindungsknoten der einzelnen Stabelemente sind die erforderlichen Knotenmassen angeordnet, die das kontinuierlich massebehaftete System in einen diskreten Mehrmassenschwinger überführen (siehe Abb. 4-2).

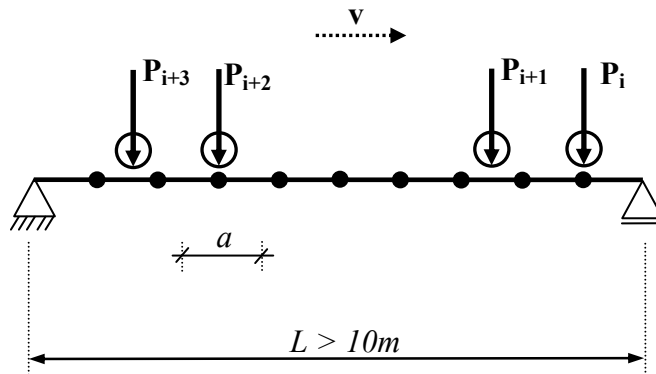


Abb. 4-2: Berechnungsmodell ohne Berücksichtigung des Oberbaus für Stützweiten  $L > 10m$

Die Berechnung von unterschiedlichen Balkenmodellen hat gezeigt, dass unabhängig von Stützweite und Zuggeschwindigkeit bereits vier Stabelemente ausreichen, um eine hinreichende Genauigkeit bezüglich der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion in Feldmitte zu erzielen (siehe beispielsweise Abb. 4-3).

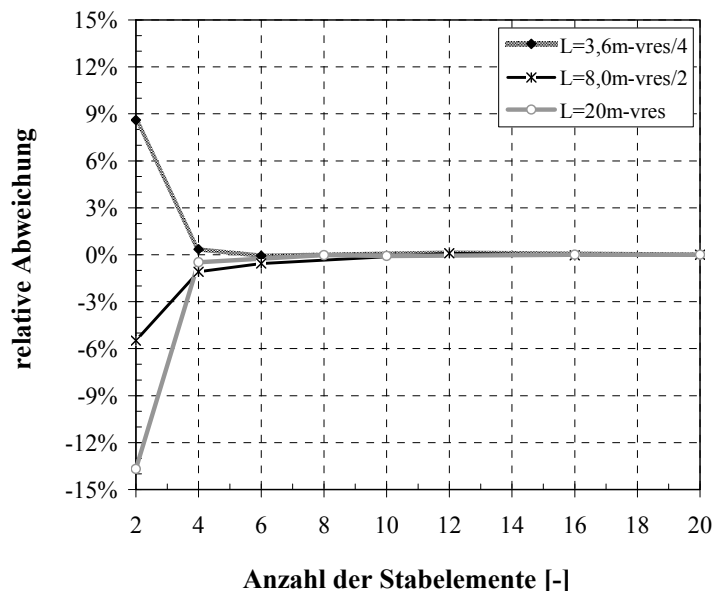


Abb. 4-3: Konvergenzverhalten des Stabmodells in Abhängigkeit der verwendeten Elementanzahl für das maximale Biegemoment in Feldmitte  $M_{dyn}$  (HSLM-A02,  $\zeta = 1\%$ )

Prinzipiell wurde den weiteren Tragwerksanalysen für gerade Stützweiten eine Elementlänge von  $a = 1,0\text{m}$  sowie für ungerade Stützweiten  $a = 0,5\text{m}$  zugrunde gelegt, so dass in allen Fällen ein Knoten in Feldmitte zur Auswertung der dynamischen Antwortgrößen vorhanden war. Für Stützweiten  $L > 40\text{m}$  erfolgte zur Reduzierung der Berechnungsdauer eine schrittweise Vergrößerung der Elementlänge. Es wurde somit sichergestellt, dass für sämtliche Untersuchungen eine hinsichtlich des Konvergenzverhaltens ausreichend große Elementanzahl vorhanden ist. Die Querschnittsform des Biegestabs besteht aus einem Rechteck, wobei die Abmessungen (Höhe/Breite) indirekt durch Umformung von Gl. 3-6 über die Vorgabe der Eigenfrequenz  $n_0$  ermittelt werden können. Das verwendete Balkenmodell wird demnach durch Vorgabe der Stützweite  $L$ , der Elementlänge  $a$  und der Eigenfrequenz  $n_0$  definiert und enthält alle notwendigen Informationen bezüglich der Geometrie und der Bauwerksmasse.

### Berechnungsmodell unter Berücksichtigung des Oberbaus

Die Modellierung des Oberbaus ist, wie bereits erwähnt, in der vorliegenden Arbeit für kurze Stützweiten  $L \leq 10\text{m}$  durch einen zusätzlichen Biegebalken (Schiene) beschrieben, welcher über Federn der Steifigkeit  $c_p$  an den Überbau angebunden ist (siehe Abb. 4-4).

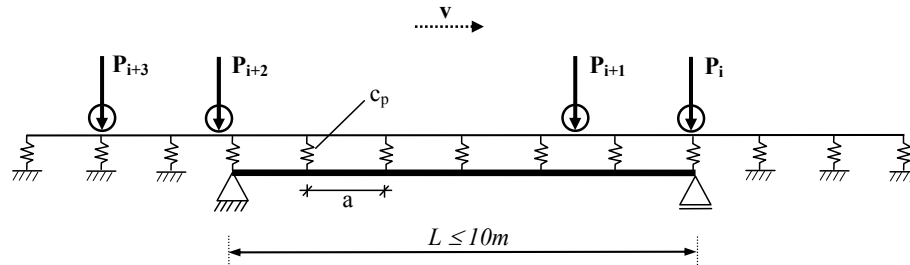


Abb. 4-4: Prinzipische Skizze des Berechnungsmodells für kurze Stützweiten  $L$  zur Berücksichtigung der positiven Wirkung einer Lastverteilung des Oberbaus in Brückenlängsrichtung

Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, den Oberbau als Schotterbett oder als Feste Fahrbahn auszubilden. Der Schichtenaufbau der jeweiligen Ausführungsvariante bestimmt dabei die Gleissteifigkeit  $c_G$ , die eine Ersatzfedersteifigkeit für sämtliche elastischen Elemente des Oberbaus darstellt. Ein wichtiges Ziel des Infrastrukturbetreibers ist die Sicherstellung einer ausreichenden Elastizität des Oberbaus, so dass einerseits die Belastung auf die Schienenfahrzeuge minimiert und andererseits die Stabilität des Oberbaus gewährleistet wird. Aus diesem Grund definiert die Deutsche Bahn AG in ihren oberbautechnischen Anforderungen Zielwerte der Gleissteifigkeit  $c_G$ , die aus Messungen der Schieneneinsenkung abgeleitet wurden. Für die Festlegung der statischen Gleissteifigkeit einer Festen Fahrbahn (FF) legt die DB AG beispielsweise eine Schieneneinsenkung von etwa  $w_s = 1,5\text{mm}$  unter einer Radsatzlast von  $20\text{t}$  (einzelne Radlast pro Schiene  $Q \sim 100\text{kN}$ )

zugrunde [AKFF (2002)]. Die Gleissteifigkeit  $c_G$  ergibt sich über folgenden Zusammenhang:

$$c_G = \frac{Q}{w_s} = \frac{100 \text{ kN}}{1,5 \text{ mm}} = 66,6 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Das Entwurfsziel wird gemäß dem Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn [AKFF (2002)] mit  $c_G = 64 \pm 5 \text{ kN/mm}$  angegeben. Bei einer Festen Fahrbahn tragen im Gegensatz zum Schotteroberbau die gebundenen und ungebundenen Tragschichten nur sehr unwesentlich zur Elastizität des Oberbaus bei und können dementsprechend bei der Modellbildung vernachlässigt werden. Die wesentlichen elastischen Elemente der FF bestehen aus der Schiene und der elastischen Zwischenlagenplatte des Schienenstützpunkts. Letztere geht in die Berechnung über die Stützpunktsteifigkeit  $c_p$  ein, die sich aus dem Verhältnis der Stützpunktkraft  $P_s$  und der Schieneneinsenkung  $w_s$  ergibt:

$$c_p = \frac{P_s}{w_s} \quad \text{Gl. 4-2}$$

Auf Grundlage der Theorie des elastisch gebetteten Balkens kann zusammenfassend folgende Beziehung zwischen der Gleissteifigkeit  $c_G$ , der Stützpunktsteifigkeit  $c_p$  und der im regelmäßigen Abstand  $a$  gestützten Schiene (Biegesteifigkeit  $EI_s$ ) aufgestellt werden:

$$c_G = \sqrt[4]{\left(\frac{4 \cdot c_p}{a}\right)^3 \cdot EI_s} \quad \text{Gl. 4-3}$$

Für einen Schwellen- bzw. Stützpunkt Abstand  $a = 65 \text{ cm}$  und die (Regel-)Schieneform UIC 60 ( $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ ;  $I_s = 3055 \text{ cm}^4$ ) ergibt sich bei Beachtung des Entwurfsziels der Gleissteifigkeit  $c_G$  durch Umformung von Gl. 4-3 die dafür notwendige statische Stützpunktsteifigkeit  $c_p$  (bezogen auf eine Schiene):

$$c_p = \sqrt[3]{\frac{c_G^4 \cdot a^3}{64 \cdot EI}} = \sqrt[3]{\frac{\left(64.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}}\right)^4 \cdot (650 \text{ mm})^3}{64 \cdot 210.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 3055 \cdot 10^4 \text{ mm}^4}} \approx 22,5 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Dieser Wert bildet die Grundlage des von der DB AG angestrebten Zielwertes der statischen Stützpunktsteifigkeit von  $c_p = 22,5 \pm 2,5 \text{ kN/mm}$ . Die Erfahrung hat gezeigt, dass diese statische Federziffer in Abhängigkeit der Umgebungstemperatur und der Frequenz der Belastung durchaus variieren kann. Qualitativ verringert ein Temperaturanstieg die Federsteifigkeit  $c_p$  des Stützpunkts, während für hochfrequente Belastungszyklen eine Versteifung beobachtet werden kann.

Auf eine zusätzliche Lastausbreitung durch die Feste Fahrbahn und den Überbauquerschnitt bis zur Schwerlinie wird im Weiteren auf der sicheren Seite liegend verzichtet, da dies die Kenntnis der Geometrie dieser (variablen) Querschnittselemente voraussetzt und somit Parameterstudien erschwert. Als „Ausgleich“ für diese nicht in Anspruch genommene Lastausbreitung wird jedoch generell der untere Grenzwert der zuvor dargestellten Stützpunktsteifigkeit  $c_p$  und somit die günstigste Längsverteilung von Radsatzlasten durch das System Schiene-Stützpunkt in Ansatz gebracht.

Für eine ebene Tragwerksmodellierung werden beide Schienen zu einem Biegebalken mit der doppelten Steifigkeit zusammengefasst. Analog dazu ist der Berechnung die resultierende Stützpunktsteifigkeit  $c_p^* = 2 \cdot c_p$  zugrunde zu legen. Eine wesentliche geometrische Randbedingung bei der Modellbildung besteht in der Anordnung eines Knotens in Feldmitte, welcher für die Auswertung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion benötigt wird. Die damit verbundene ganzzahlige Balkenunterteilung erfordert einen je nach Stützweite angepassten Stützpunktstand  $a$  (siehe Abb. 4-4), der für eine konstante Gleissteifigkeit  $c_G$  wiederum (geringe) Auswirkungen auf die Stützpunktsteifigkeit  $c_p$  hat. Die Elementlänge des Biegebalkens, der den Überbau beschreibt, wird für die Modellbildung mit dem Stützpunktstand der Schiene gleichgesetzt. Tabelle 4-1 gibt eine Übersicht über die in den Modellrechnungen verwendeten Stützpunktsteifigkeiten  $c_p^*$  in Abhängigkeit des Stützpunktstandes  $a$ .

Tabelle 4-1: Stützpunktsteifigkeit  $c_p^*$

$a$ [m]	$c_p$ [kN/mm]	$c_p^*$ [kN/mm]
0,50	$17,2 \pm 2,5$	30,0
0,55	$18,9 \pm 2,5$	33,0
0,60	$20,7 \pm 2,5$	36,5
0,625	$21,5 \pm 2,5$	38,0
0,65	$22,5 \pm 2,5$	40,0
0,70	$24,1 \pm 2,5$	43,0

Berechnungen zur Gleissteifigkeit eines Schotteroberbaus (SchO) führen unter Verwendung der in Reihe geschalteten Federziffern des Untergrunds und der Zwischenlagenplatte zu einer resultierenden Stützpunktsteifigkeit  $c_{p,SchO}$ , welche im Vergleich zu einer Festen Fahrbahn in der gleichen Größenordnung liegt [z.B.  $c_{p,SchO} = 26,5 \text{ kN/mm}$  für Schotteroberbau mit Betonschwellen B70 und Zwischenplatte Zw700,  $a = 65 \text{ cm}$ , siehe AKFF (2002)]. Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3 enthalten einige ausgewählte Ergebnisse dynamischer Berechnungen, für die in einem ersten Schritt die Stützpunktsteifigkeit der FF zugrunde gelegt wurde ( $c_p^* = 36,5 \text{ kN/mm}$  bzw.  $40 \text{ kN/mm}$ ). Die Abweichungen zu einer dem Schotteroberbau entsprechenden Modellierung ( $c_p^* = 45 \text{ kN/mm}$  bzw.  $50 \text{ kN/mm}$ )



betragen maximal 12%. Die erkennbare Abhängigkeit der Ergebnisse von der betrachteten Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$  wird in Kapitel 4.4 nochmals aufgegriffen.

Tabelle 4-2: Variation der Stützpunktsteifigkeit  $c_p^*$  für eine sehr kurze Eisenbahnbrücke ( $L = 3,6\text{m}$ ,  $n_0 = 20\text{Hz}$ , HSLM-A02,  $\zeta = 1\%$ )

Zug- geschwindigkeit	$M_{\text{dyn},A02} [\text{kNm}]$	
	$c_p^* = 36,5 \text{ kN/mm}$ (FF)	$c_p^* = 45 \text{ kN/mm}$ (SchO)
$v_{\text{res},6}$	314	353 (+12%)
$v_{\text{res},5}$	659	733 (+11%)
$v_{\text{res},4}$	889	943 (+6%)
$v_{\text{res},3}$	431	439 (+1,9%)
$v_{\text{res},2}$	1079	1083 (+0,4%)
$v_{\text{res},1}$	2047	2041

Tabelle 4-3: Variation der Stützpunktsteifigkeit  $c_p^*$  für eine kurze Eisenbahnbrücke ( $L = 6,5\text{m}$ ,  $n_0 = 10\text{Hz}$ , HSLM-A02,  $\zeta = 1\%$ )

v	$M_{\text{dyn},A02} [\text{kNm}]$	
	$c_p^* = 40 \text{ kN/mm}$ (FF)	$c_p^* = 50 \text{ kN/mm}$ (Scho)
$v_{\text{res},6}$	541	579 (+7%)
$v_{\text{res},5}$	632	667 (+6%)
$v_{\text{res},4}$	614	636 (+4%)
$v_{\text{res},3}$	809	820 (+1%)
$v_{\text{res},2}$	2666	2671 (+0,2%)
$v_{\text{res},1}$	6200	6239 (+0,6%)

Eine detaillierte Oberbaummodellierung mit umfangreicher Variation aller Steifigkeitskenngrößen ist nicht zentrales Thema dieser Arbeit. Die verwendeten Stützpunktsteifigkeiten in Verbindung mit der Biegesteifigkeit der Schienen sollen lediglich eine Abschätzung der Oberbaunachgiebigkeit liefern, um den lastverteilenden Einfluss des Oberbaus auf die dynamische Reaktion der Brücke qualitativ zu erfassen. Das Ergebnis der Sensitivitätsstudie zur Variation der Stützpunktsteifigkeit in der zuvor abgeschätzten Bandbreite liefert in Anbetracht der vielfältigen Annahmen, die einer dynamischen Berechnung generell zugrunde liegen, keine übermäßigen Veränderungen der Überbauschwingungen. Dementsprechend wird im Weiteren auf eine Unterscheidung der Lastverteilung zwischen Fester Fahrbahn und Schotteroberbau verzichtet.

Bei der Modellbildung nach Abb. 4-4 ist es weiterhin wichtig, die Schiene mit einigen Stützpunkten über die Widerlager hinaus zu führen. Die Ergebnisse werden anderenfalls sehr stark von der plötzlichen Lastaufbringung am Überbaurand und der daraus resultierenden Impulsreaktion beeinflusst, die zu unrealistischen dynamischen Stützpunktkräften in den Randfedern führt. Bei sehr kurzen Brücken muss zudem das Steifigkeitsverhältnis zwischen Oberbau und Überbau beachtet werden. Wird der Überbau zu weich konzipiert, so trägt der Oberbau einen nicht zu vernachlässigenden Teil der Last durch seine eigene Biegesteifigkeit ab, was jedoch in Anbetracht der tatsächlichen Verhältnisse praktisch kaum von Bedeutung ist. Im Gegensatz dazu sollten bei Verwendung des gekoppelten Balkensystems nach Abb. 4-4 auch keine unrealistisch hohen Überbausteifigkeiten modelliert werden, da man ansonsten Gefahr läuft, die Stützpunktfedern in ihrer Eigenfrequenz resonant anzuregen. Auch diese Form der Tragwerksreaktion ist praktisch nicht anzutreffen und sollte dementsprechend bei der Modellierung vermieden werden. Eisenbahnbrücken mit geringer Spannweite weisen aufgrund der quadratischen Abhängigkeit der Stützweite im Nenner (vgl. Gl. 3-6) durchaus Eigenfrequenzen von  $n_0 = 10\text{Hz}$  oder mehr, selten jedoch über  $30\text{Hz}$  auf. Es ist bei der Modellbildung sehr kurzer Überbauten also darauf zu achten, möglichst praxisrelevante Querschnittswerte und dementsprechende Eigenfrequenzen zu verwenden, was durch Berücksichtigung der hier gemachten Anmerkungen und einer Orientierung an den bereits erwähnten Durchbiegungskriterien nach DIN-FB 101 (2003) ohne Probleme möglich ist.

Die Definition des Modells unter Berücksichtigung des Oberbaus erfordert zusammenfassend die Vorgabe der Biegesteifigkeit der Schiene  $EI_s$ , der Stützpunktsteifigkeit  $c_p^*$ , des Stützpunktabstandes  $a$  (= Elementlänge des Überbaubalkens) sowie die bereits genannten Kennwerte des Überbaus (Stützweite  $L$ , Eigenfrequenz  $n_0$ ). Da jedoch die durch den Oberbau in das System eingebrachte Steifigkeit zu einer leichten Erhöhung der Eigenfrequenz des Gesamtsystems führt, sieht das Berechnungsmodell außerdem die Definition zusätzlicher, gleichmäßig über die Stablänge verteilter Knotenmassen  $\Delta m$  vor. Somit kann sichergestellt werden, dass das Gesamtsystem (Überbau + Oberbau) die gewünschte Eigenfrequenz  $n_0$  erhält und ein direkter Vergleich der Berechnungsergebnisse für identische Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  zwischen einem System mit und ohne Oberbaumodellierung möglich ist (siehe Kapitel 4.4).

### 4.2.3 Dynamisches Berechnungsverfahren

In einer Voruntersuchung wurden mit den beiden kommerziell erhältlichen Berechnungsprogrammen SAP 2000® und SOFiSTiK® Vergleichsrechnungen durchgeführt, für die neben der Qualität der Ergebnisse die Berechnungsdauer und die praktische Zweckmäßigkeit hinsichtlich umfangreicher dynamischer Tragwerksanalysen beurteilt wurden. Im Vergleich zur Modalen Superposition (SAP 2000®) liefert das Newmark-Verfahren (SOFiSTiK®) bei genügend kleinem Zeitschritt  $\Delta t$  nahezu identische Ergebnisse, was für den Biegemomenten-Zeitverlauf in Feldmitte beispielhaft Abb. 4-5 entnommen werden kann.

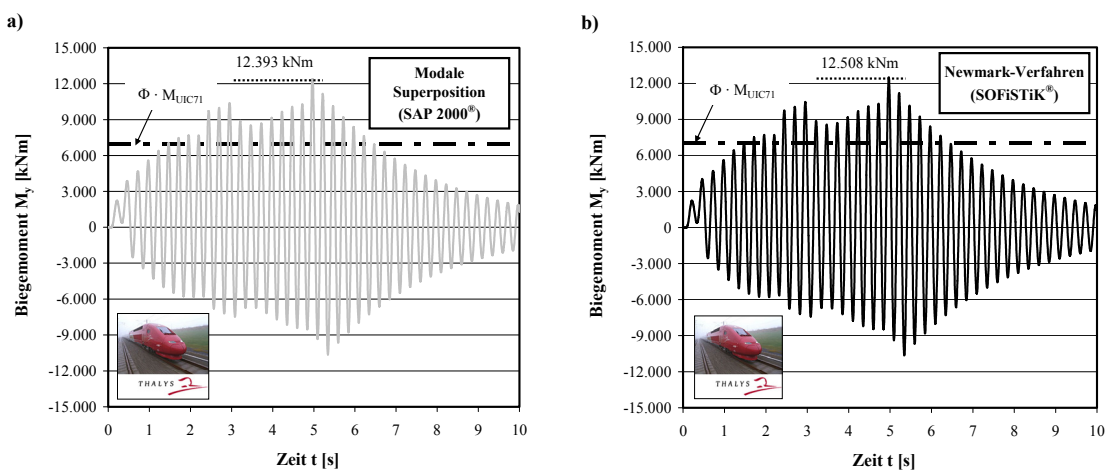


Abb. 4-5: Momenten-Zeit-Verlauf unter Verwendung der Modalen Superposition (SAP2000®) am Beispiel einer Einfeldbrücke,  $L = 20\text{m}$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,5\%$ , Thalys2  
a) Modale Superposition, SAP 2000®, Maximalwert:  $M_{y,\max} = 12.393\text{ kNm}$   
b) Newmark-Verfahren, SOFiSTiK®, Maximalwert:  $M_{y,\max} = 12.508\text{ kNm}$

Der Vergleich der Rechenzeit ergab für die sehr einfache Modellbildung der Eisenbahnbrücke als Biegestab keine nennenswerten Unterschiede. Die Beurteilung der vorteilhaften textlichen Eingabe führte schließlich zur Wahl des SOFiSTiK®-Programmpakets. Hiermit sind selbst umfangreiche Berechnungsfolgen leicht mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Eingabesyntax in Form einer Programmiersprache (CADINP) umzusetzen, wobei für die in den folgenden Kapiteln dieser Arbeit durchgeführten Parameterstudien die Geometrie des Brückentragwerks (mit und ohne Oberbau) vollständig in parametrisierter Darstellung definiert wurde. Zusätzlich sind in SOFiSTiK® bereits eine Vielzahl in der Praxis vorkommender Lastenzüge als Achslastserien implementiert (z.B. HSLM-A, ICE1, ICE3 u.v.m.), die unter Vorgabe einer Bezugsspur, beispielsweise einer Knotenreihenfolge, für eine beliebige Zuggeschwindigkeit  $v$  als bewegliche Einwirkung definiert werden können. Als Berechnungsalgorithmus wurde zur Lösung der Bewegungs-

gleichungen das in Kapitel 3.3.2 beschriebene klassische *Newmark*-Verfahren mit den Parametern  $\beta = 1/4$  und  $\gamma = 1/2$  gewählt. Dies entspricht der Annahme einer konstanten Beschleunigung innerhalb des jeweils betrachteten Zeitschritts („constant average acceleration method“) und hat insbesondere bei Mehrmassensystemen den großen Vorteil, dass es unabhängig von der Wahl der Zeitschrittweite  $\Delta t$  unbedingt stabil ist.

Die analytische Lösung gemäß Kapitel 3.2 wurde hauptsächlich aufgrund zweier Gründe nicht weiter verfolgt. Der Hauptgrund, der zur Verwendung eines Berechnungsalgorithmus auf Basis der Finiten-Element-Methode führte, liegt in der bereits erwähnten Tatsache, dass die dynamische Reaktion von Eisenbahnbrücken, speziell im Bereich kurzer Spannweiten, erheblich von der Modellierung der Lastverteilung in Längsrichtung durch den Oberbau abhängig ist. Da die analytische Lösung  $w(x,t)$  nach Gl. 3-9 [Frýba (2001)] diesen positiv wirkenden Einfluss nicht erfassen kann, erwies sich eine Modellbildung für das vorliegende Problem auf Grundlage der FEM als günstiger. Außerdem besteht das wesentliche Ziel dieser Arbeit in der Entwicklung eines einfachen Berechnungskonzepts, welches dem in der Praxis tätigen Ingenieur auf verständliche Art und Weise bei der Bemessung einer Eisenbahnbrücke behilflich sein soll. Die in Kapitel 3.2 dargestellte Lösung erfüllt diese Forderung nur sehr bedingt, da zu deren Anwendung umfangreiche mathematische Kenntnisse erforderlich sind und die qualitative Kontrolle der ermittelten Ergebnisse sich sehr schwierig gestaltet.

Die Verwendung eines Zeitschrittverfahrens erfordert für die numerische Integration die Definition eines sinnvollen Zeitschritts  $\Delta t$ . Die Wahl der Parameter  $\beta$  und  $\gamma$  für das klassische *Newmark*-Verfahren schließen numerische Instabilitäten bereits aus. Dennoch sollten bei der Festlegung des Zeitschritts Ungenauigkeiten vermieden werden, was in Abhängigkeit des Tragwerks und der aufgebrachten zeitabhängigen Belastung eine gewisse Erfahrung voraussetzt. In der vorliegenden Arbeit erfolgt die Definition des Zeitschritts in Abhängigkeit der Zuggeschwindigkeit  $v$  und bezieht die in Kapitel 3.4 dargestellten Erkenntnisse zu den durch Zugüberfahrten angeregten Eigenformen in die Überlegungen mit ein. Die Festlegung des gesamten Zeitintervalls, welches für die Untersuchungen einer Zugüberfahrt mit anschließendem Ausschwingvorgang zugrunde gelegt wird, erfolgt demnach wie folgt:

$$T_{\text{ges}} = \frac{2500}{v [\text{km/h}]} = \frac{695}{v [\text{m/s}]} \quad \text{Gl. 4-5}$$

Unter der Annahme einer maximalen Zuglänge  $L_{\text{Zug}} \leq 400\text{m}$  und maximal untersuchten Stützweiten  $L \leq 70\text{m}$  teilt sich der Untersuchungszeitraum  $T_{\text{ges}}$  zu ca.  $2/3$  auf die Überfahrt des Zuges und zu  $1/3$  auf das darauf anschließende Ausschwingen auf:

$$T_{\ddot{U},\text{Zug}} = \frac{L_{\text{Zug}} + L}{v} = \frac{400\text{m} + 70\text{m}}{v} \cong 0,67 \cdot T_{\text{ges}} \quad \text{Gl. 4-6}$$

Sämtliche Simulationsrechnungen wurden mit einer konstanten Zeitschrittzahl von  $N_{\Delta t} = 5000$  durchgeführt. Demzufolge ergibt sich die variable Zeitschrittweite  $\Delta t$  wie folgt:

$$\Delta t = \frac{T_{\text{ges}}}{N_{\Delta t}} = \frac{695}{5000 \cdot v} = \frac{0,139\text{m}}{v} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Um bei der Berechnung mit dem *Newmark*-Verfahren eine ausreichende Genauigkeit zu erzielen, sollte eine abzubildende Schwingperiode  $T$  aus mindestens zehn Zeitschritten bestehen:

$$\frac{T}{\Delta t} \geq 10 \quad \text{Gl. 4-8}$$

Die dynamische Tragwerksreaktion von einfeldrigen Eisenbahnbrücken wird entsprechend den Erläuterungen aus Kapitel 3.4 überwiegend durch die erste Eigenfrequenz  $n_0$  bestimmt. Setzt man deren Kehrwert in das „Genauigkeitskriterium“ nach Gl. 4-8 ein und ermittelt die Zeitschrittweite  $\Delta t$  für den Resonanzfall  $v = v_{\text{res},1}$ , so ergibt sich die in diesem Fall vorhandene Zeitschrittzahl wie folgt (z.B. für HSLM-A01 mit  $L_{\ddot{u}p} = 18\text{m}$ ):

$$\frac{T_0}{\Delta t} = \frac{1}{n_0} \cdot \frac{v_{\text{res},1}}{0,139\text{m}} = \frac{n_0 \cdot L_{\ddot{u}p,k}}{n_0 \cdot 0,139\text{m}} = \frac{18\text{m}}{0,139\text{m}} = \underline{130} \gg 10 \quad \text{Gl. 4-9}$$

Demnach werden sämtliche Zugüberfahrten des HSLM-A01 mit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  durch 130 Zeitschritte je Schwingperiode abgebildet und hinreichend genau approximiert. Im Umkehrschluss bedeutet die dargestellte Proportionalität auch, dass die untere Grenze der Zuggeschwindigkeit, für die noch eine ausreichende Genauigkeit hinsichtlich der Anregung der Brücke in ihrer ersten Eigenfrequenz  $n_0$  erreicht wird, demnach  $v = v_{\text{res},1} / 13$  beträgt. Die niedrigste Zuggeschwindigkeit, für die tatsächlich eine erwähnenswerte Erhöhung der statischen Tragwerksreaktion infolge periodischer Anfachung beobachtet werden kann, liegt bei sehr kurzen Brücken im ungünstigsten Fall bei  $v = v_{\text{res},7} = v_{\text{res},1} / 7$  (siehe hierzu Erläuterungen in Kapitel 4.5). Daraus folgt, dass die in dieser Arbeit gewählte Vorgehensweise zur Definition der Zeitschrittweite  $\Delta t$  als Funktion der Zuggeschwindigkeit  $v$  im interessierenden Geschwindigkeitsbereich in jedem Fall das notwendige „Genauigkeitskriterium“  $T/\Delta t \geq 10$  des *Newmark*-Verfahrens erfüllt.

#### 4.2.4 Vergleich ausgewählter Berechnungsergebnisse mit Schnittkrafttabellen aus der DB-Richtlinie 804

Zur Verifizierung der getroffenen Annahmen kann ein Vergleich mit den Schnittkrafttabellen der DB-Richtlinie 804 dienen (siehe Kapitel 2.3.2.2). Abb. 4-6 enthält eine Zusammenstellung eigener Berechnungsergebnisse in Relation zu den in definierten Geschwindigkeitsintervallen angegebenen Maximalwerten der Ril 804 (2003). Als Antwortgröße wurde in Abb. 4-6 das maximale Biegemoment in Feldmitte für eine Brücke der Spannweite  $L = 20\text{m}$  gewählt.

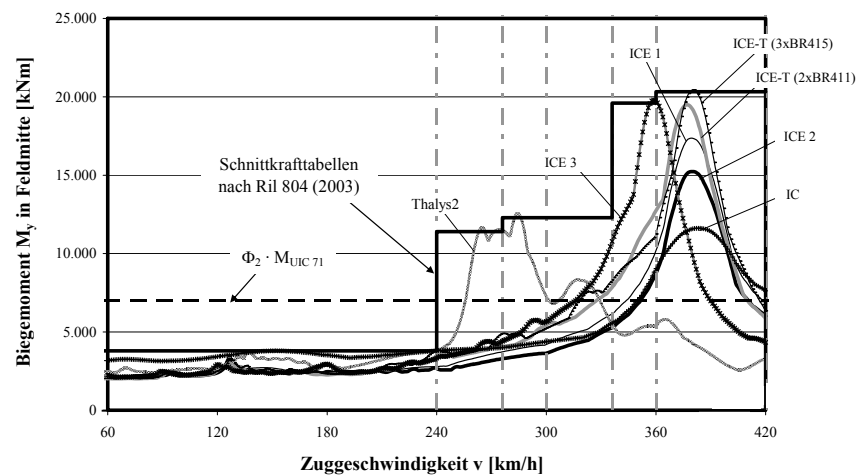


Abb. 4-6: Vergleich des maximalen dynamischen Biegemoments  $M_y$  in Feldmitte mit den Schnittkrafttabellen nach Ril 804 (2003) am Beispiel einer Einfeldbrücke,  $L = 20\text{m}$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,5\%$  (berücksichtigte Züge: IC, ICE1, ICE2, ICE3, ICE-T(2xBR411), Thalys2, ICE-T(3xBR415))

Die Dämpfung wurde zu  $\zeta = \zeta_{\text{ges}} = 1,5\%$  gewählt (zum Vergleich: Spannbetonbrücke  $\zeta = 1,3\%$ ; Stahlbetonbrücke  $\zeta = 1,8\%$ ). Die erste Eigenfrequenz der Biegeschwingung beträgt  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ . Mit diesen Angaben kann man der Ril 804 (2003) Maximalwerte des Biegemoments  $M_{\text{max}} = M_{\text{ges}} = M_{\text{dyn}} \cdot (1 + 0,5 \cdot \varphi'')$  entnehmen, und zwar für örtlich zulässige Geschwindigkeiten  $v_0 = 200, 230, 250, 280, 300$  und  $350\text{km/h}$ . Diese sind für Tragsicherheitsnachweise noch um 20% zu erhöhen, was die Sprünge der Ril 804-Linie in Abb. 4-6 erklärt. Man kann deutlich die sehr gute Übereinstimmung der Maximalwerte erkennen. Diese Darstellung zeigt außerdem, welcher der in Ril 804 (2003) berücksichtigten Züge für den jeweils angegebenen Maximalwert verantwortlich ist. Für Geschwindigkeiten  $v \leq 240\text{km/h}$  liegen die berechneten Biegemomente aller Züge eng beieinander und deutlich unter dem ebenfalls eingezeichneten quasi-statischen Bemessungsmoment  $\Phi \cdot M_{UIC 71}$ . Die ersten beiden wesentlichen Maximalwerte werden aufgrund der geringen Wagonlänge von  $L_{\text{üip}} = 18,7\text{m}$  und der damit verbundenen niedrigen Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  durch den Thalys2 verursacht ( $v_{\text{res},1, \text{Thalys2}} = 269\text{km/h}$ ). Auf die Eigenart, dass

der Thalys2 im Resonanzbereich eine Doppelspitze aufweist, wird in Kapitel 4.5.3 nochmals eingegangen. Die beiden weiteren Sprünge können auf die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  der Züge ICE3 und ICE-T(3xBR415) zurückgeführt werden. Die übrigen Züge werden in diesem Fall nicht maßgebend. Weitere beispielhafte Vergleichsrechnungen bestätigten die hier beobachtete Übereinstimmung der eigenen Tragwerksanalysen mit den durch die Deutsche Bahn AG berechneten Werten, welche unter Zuhilfenahme eines eigens dafür entwickelten Softwaremoduls ermittelt wurden. Das in diesem Abschnitt vorgestellte Berechnungsmodell liefert demnach hinreichend genaue Ergebnisse.

### 4.3 Eingangsgroßen für das Berechnungsmodell

Die bereits in Kapitel 2.3.3.2 und 3.4 erwähnten Einflussparameter, welche das dynamische Verhalten von Eisenbahnüberbauten unter Zugüberfahrt maßgeblich bestimmen, werden an dieser Stelle zum besseren Verständnis graphisch nochmals aufgearbeitet. Diese Vorgehensweise soll dazu dienen, die in Kapitel 5 folgende Aufbereitung der umfangreichen Simulationsergebnisse in Form eines Antwortspektrums vorzubereiten.

Ein erster wesentlicher Aspekt in der Beanspruchung der Brückenüberbauten stellt die Zuggeschwindigkeit  $v$  dar, welche aufgrund der ansteigenden Tendenz in den letzten Jahren zunehmend in den Fokus dynamischer Tragwerksanalysen rückt. Abb. 4-7 und Abb. 4-8 zeigen anschaulich die Extremwertverteilung der dynamischen Brückenreaktion bei ganzzahligen Teilern der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$ . Für diese beiden Darstellungen wurde auf der Ordinate das maximale dynamische Biegemoment  $M_{\text{dyn}}$  in Feldmitte gewählt. Die Abszisse enthält die bezogene Zuggeschwindigkeit  $v/v_{\text{res},1}$ , ausgedrückt durch den Geschwindigkeitsparameter  $\eta$ .

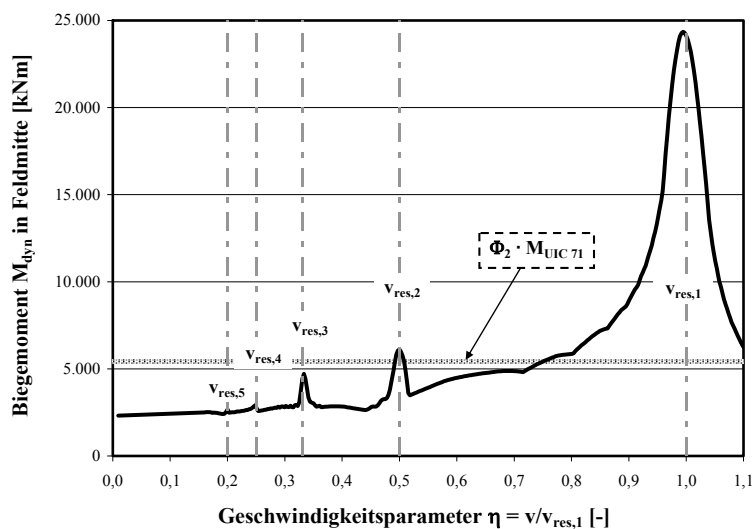


Abb. 4-7: Maxima der dynamischen Tragwerksreaktion am Beispiel einer Einfeldbrücke ( $L = 17\text{m}$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ , HSLM-A09)

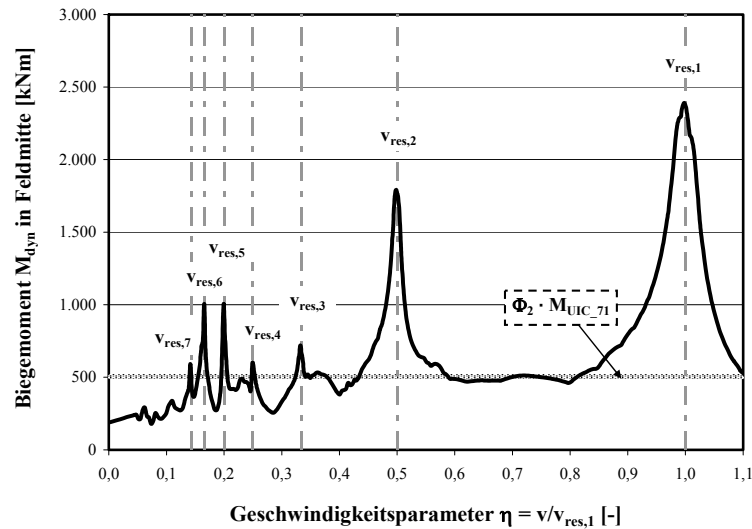


Abb. 4-8: Maxima der dynamischen Tragwerksreaktion am Beispiel einer kurzen Einfeldbrücke ( $L = 4,0m$ , HSLM-A04  $\zeta = 1,0\%$ ,  $n_0 = 18Hz$ , ohne Berücksichtigung der Lastverteilung durch den Oberbau)

Die Normierung der Zuggeschwindigkeit verdeutlicht dabei sehr anschaulich die Abhängigkeit der Brückenreaktion von den unterschiedlichen Erregerfrequenzen  $n_E = v/L_{\text{ü}}p$ . Der Geschwindigkeitsparameter  $\eta$  stellt im Grunde genommen das für harmonische Belastungen häufig verwendete Abstimmungsverhältnis zwischen Erreger- und Eigenfrequenz dar:

$$\eta = \frac{n_E}{n_0} = \frac{v}{n_0 \cdot L_{\text{ü}}p} = \frac{v}{v_{res,1}} \quad \text{Gl. 4-10}$$

Vergleicht man Abb. 4-7 mit Abb. 4-8, so wird außerdem deutlich, dass die niedrigeren Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  mit  $i > 3$  je nach betrachteter Stützweite unterschiedlich stark ausgeprägt sind. Für einen sehr kurzen Überbau (hier im Beispiel:  $L = 4m$ ) sind demnach im Widerspruch zu der in Ril 804 (2003) vorgegebenen Grenze mit  $i = 4$  (vgl. Gl. 2-23) auch niedrigere Resonanzgeschwindigkeiten mit  $i = 5, 6$  und  $7$  von Belang. Es muss an dieser Stelle jedoch einschränkend erwähnt werden, dass in Abb. 4-8 einerseits die Lastverteilung durch den Oberbau noch nicht berücksichtigt wurde, andererseits für die Dämpfung bei derart geringen Stützweiten erfahrungsgemäß höhere Werte als  $\zeta = 1\%$  angenommen werden können. Die hier angesprochene Festlegung der Ril 804 (2003) bezüglich der zu berücksichtigenden Resonanzgeschwindigkeiten wird bei der Interpretation der Zeitverlaufsanalysen in Kapitel 5.2 nochmals genauer erörtert.

Ein weiterer wesentlicher Parameter ist die Eigenfrequenz  $n_0$ . Da diese neben der Länge über Puffer die Größe der Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  bestimmt, kann bei Kenntnis der maximalen örtlichen Zuggeschwindigkeit  $v_0$  durch Veränderung der Eigenfrequenz erreicht werden, dass übermäßige Resonanzschwingungen im gefahrenen Geschwindigkeitsbereich  $0 \leq v \leq 1,2 \cdot v_0$  vermieden werden. Abb. 4-9 zeigt die Auswirkung einer Ver-



änderung der Eigenfrequenz  $n_0$  auf das Biegemoment  $M_{\text{dyn}}$  bei sonst identischen Systemkennwerten, die sich in einer Streckung des kompletten Geschwindigkeitsbandes bezüglich der  $v$ -Achse äußert. Diese Eigenschaft lässt sich leicht erklären, da bei konstantem  $L_{\text{up}}$  mit Veränderung von  $n_0$  die Resonanzgeschwindigkeiten verschoben werden und somit die bezogenen Geschwindigkeiten mit ausgewiesenen Maxima ( $\eta = 1,0; 0,5; 0,33; \dots$ ) bei anderen Zuggeschwindigkeiten  $v$  auftreten.

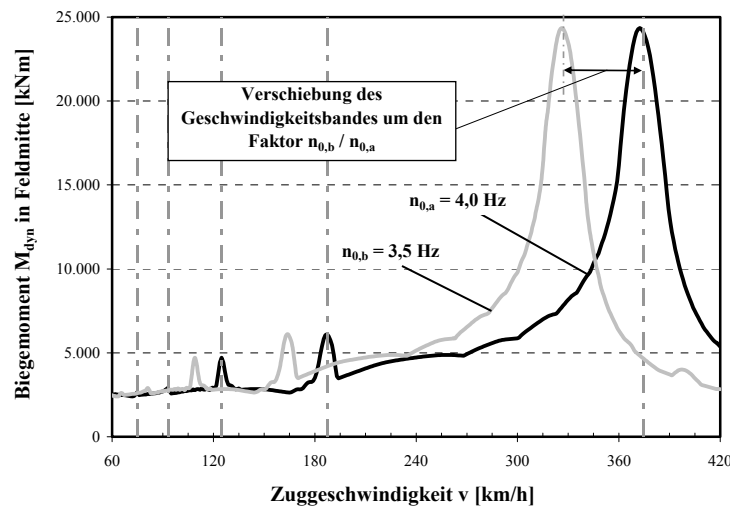


Abb. 4-9: Verlauf des Biegemoments in Feldmitte für zwei Brücken mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen  $n_{0,i}$  bei sonst gleichen Systemparametern und Belastung ( $L = 17,0\text{m}$ , HSLM-A09,  $\zeta = 1,0\%$ )

Diese Tatsache erweist sich insbesondere für umfangreiche Parameteruntersuchungen als sehr vorteilhaft, da jede Brücke im Prinzip nur für eine Bezugs-Eigenfrequenz berechnet werden muss, und die Maximalwerte je nach tatsächlich vorhandener Eigenfrequenz auf der  $\eta$ -Achse verschoben werden können. Es sei jedoch angemerkt, dass die Verschiebung der Resonanzgeschwindigkeit bei gleichbleibenden Maximalwerten der dynamischen Tragwerksreaktion in dieser Form nur für Schnittgrößen in statisch bestimmten Systemen (in diesem Fall das Biegemoment  $M_{\text{dyn}}$ ) Gültigkeit besitzt, bei denen die Steifigkeit keinen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung hat. Da die Eigenfrequenz  $n_0$  als Funktion der Stützweite  $L$ , der Biegesteifigkeit  $EI$  und der Massenverteilung  $\mu$  (siehe Gl. 3-6) die gesamten Brückeneigenschaften in einem Kennwert vereint, geht im Umkehrschluss eine Veränderung der Eigenfrequenz bei konstanter Stützweite  $L$  immer mit einer Veränderung des Verhältnisses  $EI/\mu$  einher. Betrachtet man nun statt des Biegemoments  $M_{\text{dyn}}$  die maximale Durchbiegung  $w_{\text{dyn}}$  in Feldmitte, so verhält diese sich – wie erwartet – umgekehrt proportional zur Größe der Biegesteifigkeit  $EI$ . Zur Illustration enthält Abb. 4-10 die dynamischen Durchbiegungen für zwei unterschiedliche Biegesteifigkeiten ( $EI_2 = 2 \cdot EI_1$ ) sowie die dazugehörigen Biegemomente  $M_{\text{dyn}}$ , aufgetragen über der bezogenen Zuggeschwindigkeit  $\eta$ . Durch die normierte Darstellung liegen die beiden Kurven für

das Biegemoment trotz unterschiedlicher Eigenfrequenz  $n_{0,1} \neq n_{0,2}$  übereinander, die Durchbiegungen unterscheiden sich erwartungsgemäß um den Faktor 2.

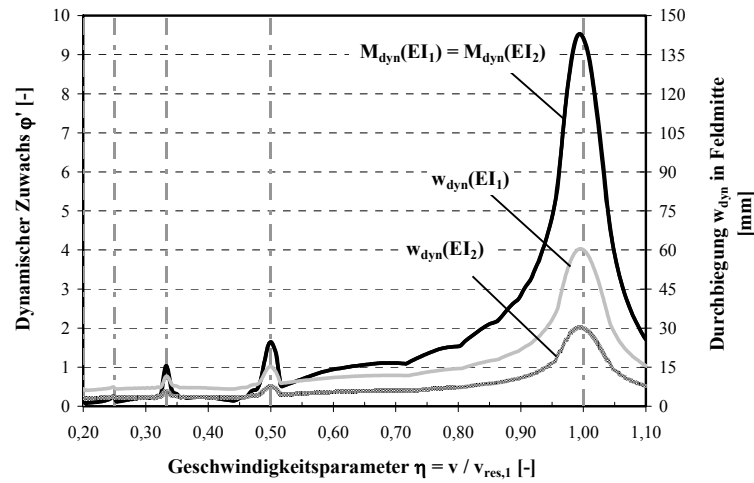


Abb. 4-10: Verlauf des Biegemoments und der Durchbiegung in Feldmitte für Brücken mit unterschiedlichen Biegesteifigkeiten bei sonst gleichen Systemparametern und Belastung ( $L = 17,0\text{m}$ , HSLM-A09,  $\zeta = 1\%$ ,  $EI_2 = 2 \cdot EI_1$ )

Um auch für Durchbiegungen eine von der Biegesteifigkeit unabhängige Darstellungsform zu erhalten, empfiehlt sich hier die Verwendung der mit einer Bezugs-Biegesteifigkeit  $EI_c$  multiplizierten (normierten) Durchbiegung  $w_{\text{dyn}}^*$ :

$$w_{\text{dyn}}^* = w_{\text{dyn},c} \cdot EI_c \quad \text{Gl. 4-11}$$

Damit gilt für Parameterrechnungen ähnliches wie bei der Normierung der Zuggeschwindigkeit. Sämtliche Tragwerksanalysen können mit einer Bezugs-Biegesteifigkeit  $EI_c$  durchgeführt werden und liefern die Bezugs-Durchbiegung  $w_{\text{dyn},c}$ . Für die spätere Anwendung ergibt sich die tatsächlich vorhandene Durchbiegung dann über Division der normierten Durchbiegungsantwort  $w_{\text{dyn}}^*$  mit der zugehörigen Biegesteifigkeit  $EI$ :

$$w_{\text{dyn}} = \frac{w_{\text{dyn}}^*}{EI} = w_{\text{dyn},c} \cdot \frac{EI_c}{EI} \quad \text{Gl. 4-12}$$

Ein vollkommen analoges Vorgehen kann bei den maximalen Überbaubeschleunigungen  $a_{\text{max}}$  verfolgt werden. Abb. 4-11 zeigt den Verlauf der extremalen Vertikalbeschleunigungen  $a_{\text{max}}$  in Feldmitte für zwei unterschiedliche Massenbelegungen ( $\mu_2 = 0,5 \cdot \mu_1$ ). Auch hier stellt sich die erwartete umgekehrt proportionale Beziehung zwischen der Beschleunigung  $a$  und der angeregten Masse  $\mu$  ein.

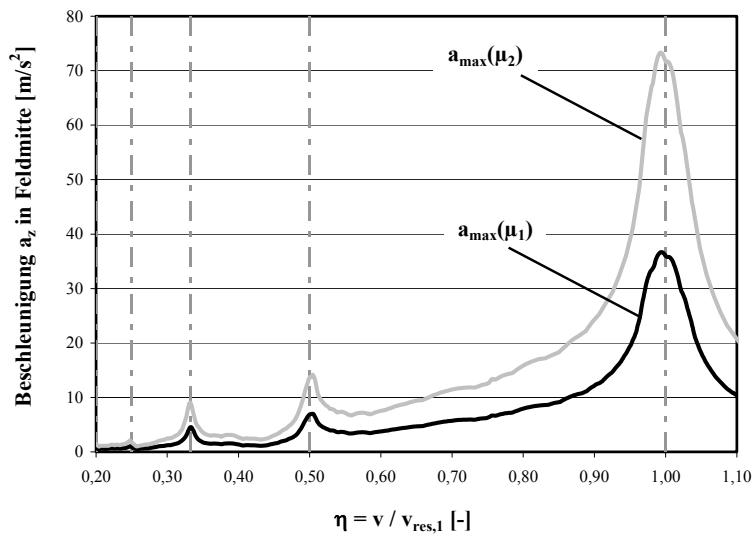


Abb. 4-11: Verlauf der Vertikalbeschleunigung  $a_{\max}$  in Feldmitte für Brücken mit unterschiedlichen Massebelegungen  $\mu_i$  bei sonst gleichen Systemparametern und Belastung ( $L = 17,0\text{m}$ , HSLM-A09,  $\zeta = 1,0\%$ ,  $\mu_2 = 0,5 \cdot \mu_1$ )

Die Normierung der Überbaubeschleunigung kann in Analogie zur Durchbiegung wie folgt vorgenommen werden:

$$a_{\max}^* = a_{\max,c} \cdot \mu_c \quad \text{Gl. 4-13}$$

$$a_{\max} = \frac{a_{\max}^*}{\mu} = a_{\max,c} \cdot \frac{\mu_c}{\mu} \quad \text{Gl. 4-14}$$

Führt man in einem weiteren Schritt Tragwerksanalysen unter Variation der Stützweite  $L$  durch, so ergeben sich deutliche Unterschiede in der Größe des dynamischen Zuwachses  $\varphi' = M_{\text{dyn}}/M_{\text{stat}} - 1$  (siehe Abb. 4-12). So ist beispielsweise für die Stützweite  $L = 38\text{m}$  nahezu kein dynamischer Zuwachs im Fall einer Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit festzustellen.

Weitet man die Untersuchungen auf weitere Züge aus, so ergibt sich eine eindeutige Gesetzmäßigkeit zwischen  $\varphi'$  und der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}}$ , welche in Kapitel 4.5 für die verschiedenen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  ausführlich erläutert wird. Betrachtet man die Auswirkungen unterschiedlicher Zuglastbilder ohne zusätzliche Variation der Stützweite (siehe für eine konstante Stützweite  $L = 17\text{m}$ ), so lässt sich bereits hier erkennen, dass neben dem zwangsläufig unterschiedlichen Verhältnis  $L/L_{\text{üp}}$  weitere Unterschiede in der dynamischen Belastung bestehen müssen. Hier spielen neben den unterschiedlichen Achslasten (Größenordnung:  $P_1 = 145 - 210 \text{ kN}$ ) vor allem die Anzahl der Einwirkungsimpulse und somit die Wagonanzahl eine entscheidende Rolle.

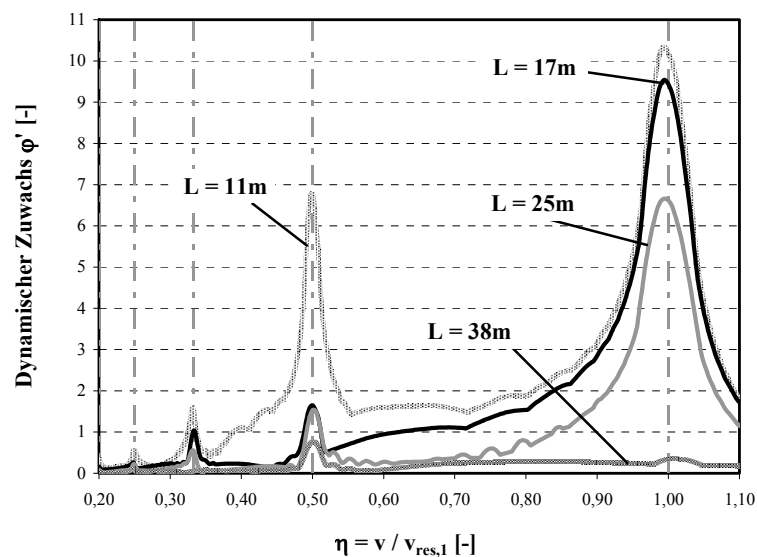


Abb. 4-12: Verlauf des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  für das Biegemoment in Feldmitte für Brücken unterschiedlicher Spannweiten  $L_i$  bei sonst gleichen Systemparametern und Belastung (HSLM-A09,  $\zeta = 1,0\%$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ )

Die Auftragung der Ergebnisse in Abb. 4-13 über die Zuggeschwindigkeit  $v$  und nicht über den bezogenen Wert  $\eta$  soll außerdem nochmals verdeutlichen, dass die Züge ihre kritischen Resonanzeffekte bei unterschiedlichen Zuggeschwindigkeiten erreichen.

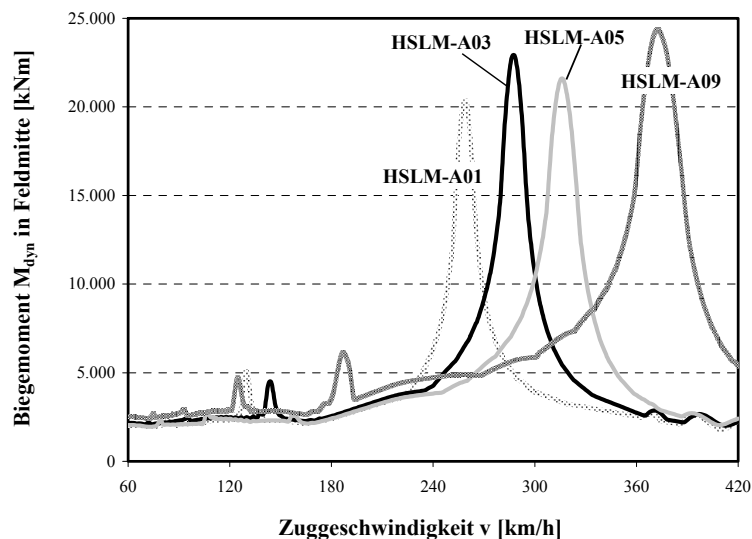


Abb. 4-13: Verlauf von  $M_{dyn}$  in Feldmitte für eine Brücke unter der Belastung durch verschiedene Typenzüge bei identischen Systemparametern ( $L = 17,0\text{m}$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ )

Das dargestellte Beispiel zeigt außerdem einen weiteren wichtigen Aspekt. Sind für die Bemessung einer Eisenbahnbrücke die Interoperabilitätskriterien für europäische Hochgeschwindigkeitsstrecken anzuwenden, so müssen – wie bereits erwähnt – alle zehn Modellzüge A01 bis A10 betrachtet werden. Schon die hier beispielhaft ausgewählten Berechnungsergebnisse verdeutlichen, dass nicht immer alle zehn Züge von Belang sind. So

zeigt Abb. 4-13 anschaulich, dass der Typenzug A05 in der Absolutgröße des dynamischen Biegemoments  $M_{\text{dyn}}$  vom Zug A03 übertroffen wird. Da letzterer seine kritischen Resonanzgeschwindigkeiten zuerst erreicht, ist der Zug A05 für diese Stützweite nicht maßgebend. Dieser Aspekt sollte in einem vereinfachten Konzept zur Erfassung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnüberbauten unbedingt beachtet werden und spielt bei der Definition des Antwortspektrums in Kapitel 5 nochmals eine wichtige Rolle.

Zuletzt sei an dieser Stelle noch auf den bei dynamischen Problemstellungen immer vorhandenen großen Einfluss der in der Berechnung angesetzten Bauwerksdämpfung  $\zeta$  hingewiesen (siehe Abb. 4-14).

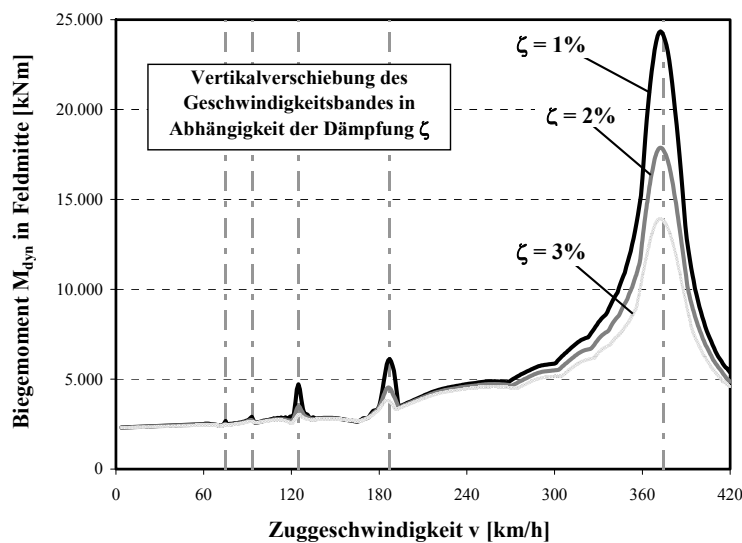


Abb. 4-14: Verlauf des Biegemoments in Feldmitte für Brücken mit unterschiedlichen Bauwerksdämpfungen  $\zeta_i$  bei sonst gleichen Systemparametern und Belastung ( $L = 17,0\text{m}$ ,  $n_0 = 4,0\text{Hz}$ , HSLM-A09)

Für den idealen Resonanzfall ist bei harmonischer Anregung lediglich die Dämpfung für die Größe der Amplitude der erzwungenen Schwingung entscheidend. Zugüberfahrten stellen zwar keine ideal-harmonische Einwirkung dar, so dass die von einer harmonischen Belastung bekannte Vergrößerung im Resonanzfall ( $V_{\text{dyn}} = 1/2 \cdot \zeta$ ) nicht unverändert übernommen werden kann. Trotzdem bleibt die Dämpfung bei Erreichen der Resonanzgeschwindigkeiten ein wichtiger Parameter, dessen Einfluss in Kapitel 4.6 quantifiziert wird.

#### 4.4 Einfluss der Lastverteilung durch den Oberbau in Längsrichtung

Untersuchungen zum Einfluss der Lastverteilung des Oberbaus auf die dynamische Reaktion des Brückenüberbaus ergaben, dass speziell für kurze Spannweiten z. T. erhebliche Reduktionen zu beobachten sind, die bei einer realistischen Betrachtung der Schwingungsproblematik unbedingt berücksichtigt werden sollten.

Die Modellbildung kurzer Eisenbahnbrücken unter Berücksichtigung des Oberbaus durch einen über Federn an den Überbau gekoppelten Biegebalken (siehe Abb. 4-4) wurde bereits ausführlich in Kapitel 4.2.2 beschrieben. Die folgende Abb. 4-15 zeigt für dieses Tragwerksmodell exemplarisch die Darstellung der Federkräfte für eine statisch aufbrachte Last  $P = 100\text{kN}$  in Feldmitte einer Brücke der Stützweite  $L = 8,4\text{m}$ .

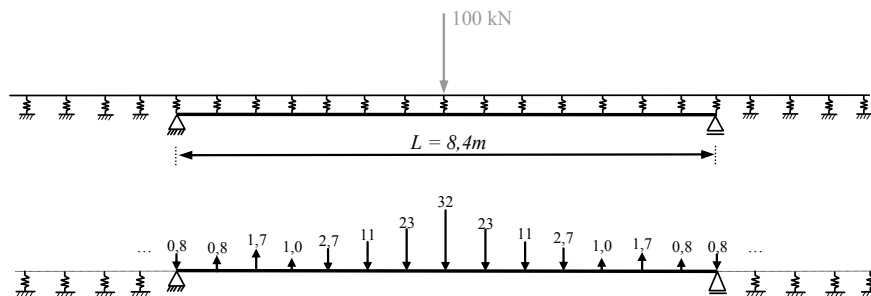


Abb. 4-15: Beispielhafte Darstellung der Lastverteilung einer Einzellast  $P = 100\text{kN}$  durch den Oberbau ( $L = 8,4\text{m}$ ,  $a = 0,60\text{m}$ ,  $c_p^* = 36,5\text{kN/mm}$ )

Es ergibt sich im Wesentlichen eine Verteilung der Einzellast über fünf Stützpunkte. Die weiteren Stützpunktkräfte spiegeln die Vor- und Nachlaufwelle wider, die aus der Verträglichkeit hinsichtlich der Durchbiegung der durchlaufenden Schiene resultiert und typisch für die Belastung eines elastisch gebetteten Balkens ist.

Der Unterschied einer Zeitverlaufsrechnung mit und ohne Berücksichtigung einer Lastverteilung durch den Oberbau kann anhand des Beispiels einer sehr kurzen Brücke der Stützweite  $L = 3,60\text{m}$  aus Abb. 4-16 entnommen werden. Es ist in diesem Zusammenhang erwähnenswert, dass bei der Berechnung kurzer Überbauten, insbesondere bei Geschwindigkeiten  $v \leq v_{\text{res},4}$ , im Bereich der Resonanzgeschwindigkeiten ausreichend kleine Geschwindigkeitsintervalle (z.B.  $\Delta v = 1\text{km/h}$ ) verwendet werden sollten, da die Resonanzspitzen im Vergleich zu größeren kritischen Geschwindigkeiten zunehmend enger und spitzer werden. Bei der Berechnung in  $5\text{km/h}$ -Schritten, wie in Ril 804 (2003) vorgeschlagen, besteht hier die Gefahr der Unterschneidung einer Resonanzspitze. Die Gegenüberstellung der beiden Tragwerksmodellierungen ergibt deutliche Abweichungen, wobei die Reduktion der dynamischen Antwort speziell im Bereich geringerer Zuggeschwindigkeiten ( $\eta \leq 0,25$ ) besonders auffällig ist.

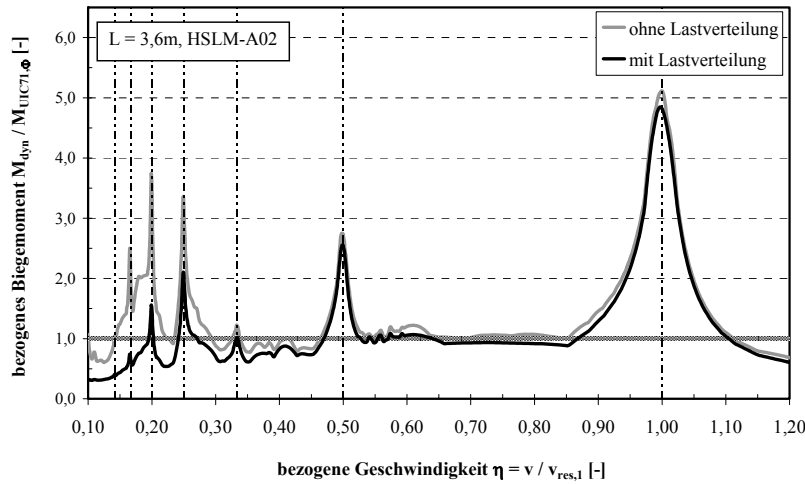


Abb. 4-16: Einfluss der Lastverteilung auf den Verlauf des bezogenen dynamischen Biegemoments  $M_{dyn}/M_{UIC71,\Phi}$  in Feldmitte für eine Brücke mit sehr geringer Spannweite ( $L = 3,60\text{m}$ , HSLM-A02,  $\zeta = 1,0\%$ )

Aufgrund der üblicherweise hohen Eigenfrequenzen ( $n_0 > 10\text{Hz}$ ) erweisen sich jedoch gerade für kurze Brücken diese niedrigen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  mit  $i = 3,4,\dots$  als bemessungsrelevant, da die kritischen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,1}$  und  $v_{res,2}$  häufig außerhalb realistischer Zuggeschwindigkeiten liegen, was die Bedeutung der Lastverteilung zusätzlich unterstreicht. Abb. 4-17 verdeutlicht die gewonnenen Erkenntnisse mit Hilfe der zugehörigen Zeitverläufe.

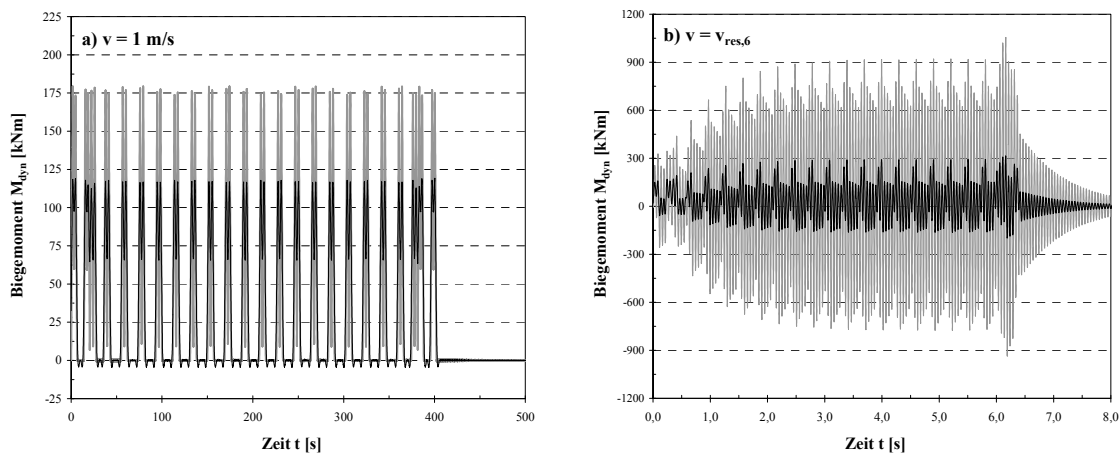


Abb. 4-17: Zeitverlauf des Biegemoments  $M_y$  in Feldmitte für eine Brücke geringer Spannweite und verschiedene Zuggeschwindigkeiten  $v$  ( $L = 3,60\text{m}$ ,  $n_0 = 20\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ , HSLM-A02; grau: ohne Lastverteilung; schwarz: mit Lastverteilung)

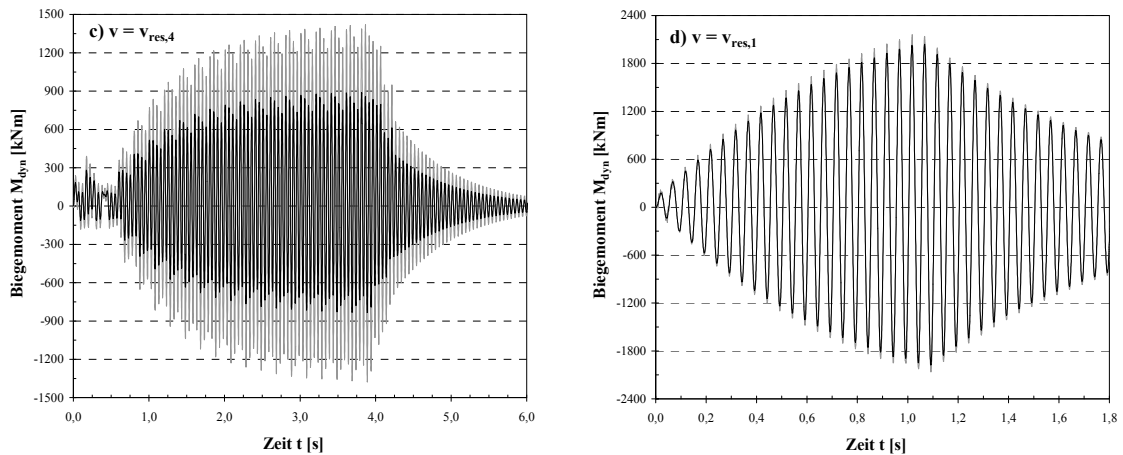


Abb. 4-17: Zeitverlauf des Biegemoments  $M_y$  in Feldmitte für eine Brücke geringer Spannweite und verschiedene Zuggeschwindigkeiten  $v$  ( $L = 3,60\text{m}$ ,  $n_0 = 20\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ , HSLM-A02; grau: ohne Lastverteilung; schwarz: mit Lastverteilung) – Fortsetzung -

Die rein statische Wirkung der Lastverteilung auf das Biegemoment in Feldmitte kann Abb. 4-17a entnommen werden. Die Abminderung infolge verteilter Last ist für die Zuggeschwindigkeit  $v = v_{\text{res},6}$  (Abb. 4-17b) am stärksten ausgeprägt und übersteigt den Anteil der Lastverteilung aus rein statischer Lastaufbringung deutlich. Mit zunehmender Geschwindigkeit (Abb. 4-17c und d) verringert sich die lastverteilende Wirkung des Oberbaus und beträgt für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  weniger als 5%.

Der Grund für dieses Verhalten kann durch Betrachtung einiger Belastungs- und Durchbiegungssequenzen für  $v = v_{\text{res},1}$  (Abb. 4-18) und  $v = v_{\text{res},4}$  (Abb. 4-19) verdeutlicht werden. Die Überfahrt eines Zuges mit Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  bedeutet anschaulich, dass die Schwingung des Überbaus für eine Laststellung des Zuges auf der Brücke immer nach unten gerichtet ist und demnach mit der Lastrichtung übereinstimmt (siehe Abb. 4-18a und d). Für den Fall eines eingeschwungenen Zustandes (unter Annahme einer harmonischen Schwingung) beträgt die Phasenverschiebung zwischen Belastung und Bauwerksantwort  $90^\circ$ , entsprechend einem Zeitintervall von  $T_0/4 = 1/(4 \cdot n_0)$ . Demzufolge tritt die maximale Durchbiegung erst auf, wenn die betrachteten Achslasten eines Drehgestellpaares die Brücke bereits verlassen haben (siehe Abb. 4-18b). Für Brücken mit kurzer Stützweite ist die im Anschluss folgende Sequenz ohne Achslasten auf der Brücke lang genug, dass der Überbau „ungestört“ über die Nulllage hinaus bis zum Maximum der nach oben gerichteten Durchbiegung schwingen kann (siehe Abb. 4-18c). Die erneute Belastung der Brücke erfolgt dann wieder bei einer nach unten gerichteten Schwingung (siehe Abb. 4-18d). Die Lastverteilung, in Abb. 4-18 durch die qualitative Darstellung der Stützpunktkräfte angedeutet, bewirkt für den Fall einer Überfahrt mit  $v_{\text{res},1}$  lediglich eine Ausrundung der Biegelinie, stört die durch das periodische Wiederkehren der Achsen angeregte Oszillation des Brückenträgers in seiner Eigenfrequenz jedoch nur geringfügig.



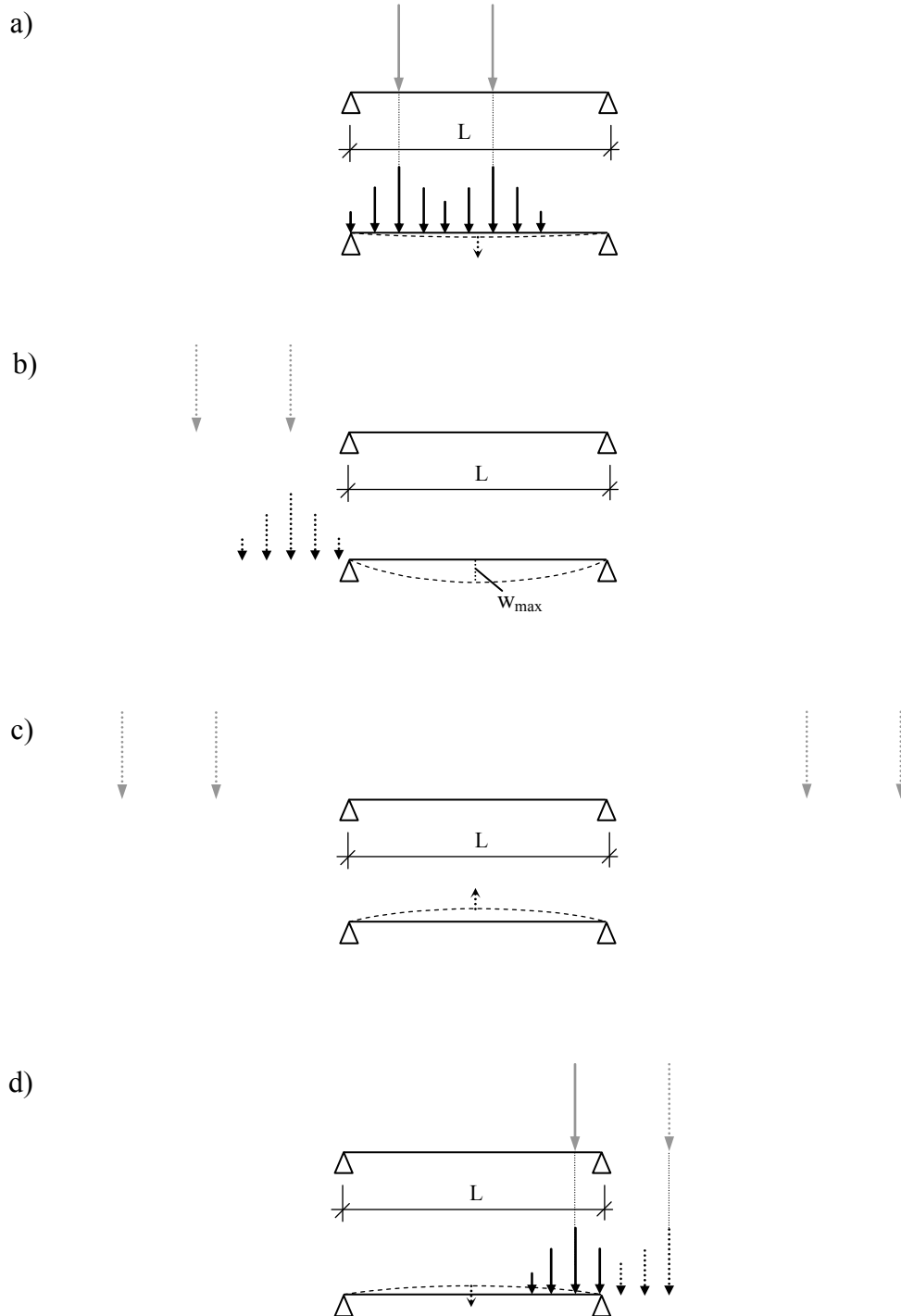


Abb. 4-18: Belastungs- und Durchbiegungssequenzen einer kurzen Brücke bei Überfahrt eines Drehgestellpaars mit Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$

Im Gegensatz dazu bedeutet eine Überfahrt mit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4}$  generell, dass nur jede vierte Eigenschwingung durch die Laststellung in Feldmitte angeregt wird (siehe Abb. 4-19a).

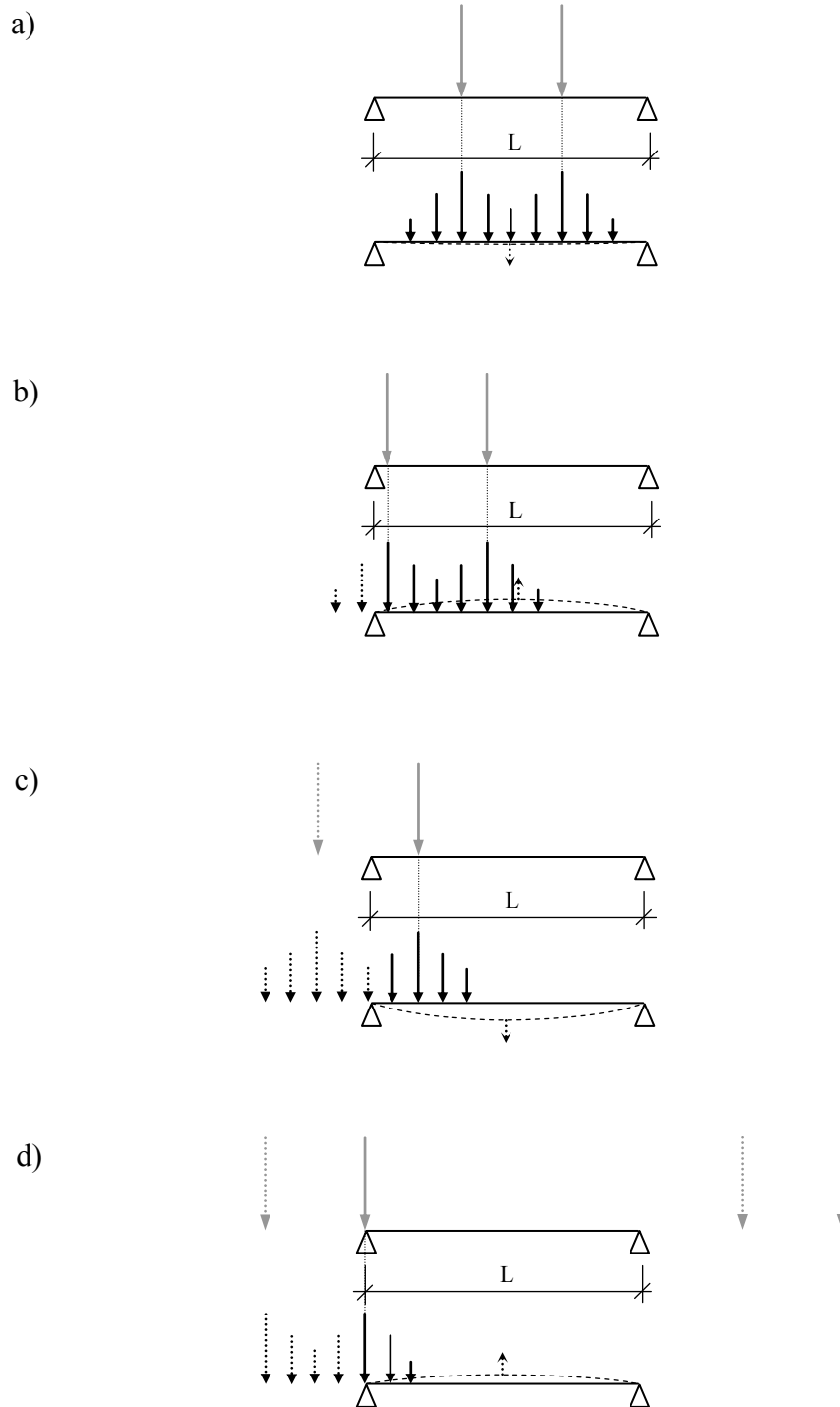


Abb. 4-19: Belastungs- und Durchbiegungssequenzen einer kurzen Brücke bei Überfahrt eines Drehgestellpaars mit Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4} = v_{res,1}/4$

Dazwischen erfolgen drei „freie“ Ausschwingvorgänge, die durch das vergleichsweise „langsame Weiterfahren“ der Achslasten sowohl zu entgegen gerichteten (siehe Abb. 4-19b) als auch zu gleichgerichteten Überbauschwingungen (siehe Abb. 4-19c) mit

der Lasteinwirkung führen. Dieser Effekt wird durch eine Lastverbreiterung noch erheblich verstärkt, da nun auch Laststellungen der Achsen im Bereich der Widerlager zu nach unten gerichteten Stützpunktkräften auf der Brücke führen und somit für Bauwerke mit kleinerer Stützweite die Schwingungssequenzen mit entgegen gerichteter Krafteinwirkung zusätzlich verlängern (siehe Abb. 4-19d). Darüber hinaus erzeugen die erwähnten Vor- und Nachlaufwellen der Achslasten eine weitere Kraftwirkung auf den Überbau, die nicht der Eigenform des Trägers entspricht und diesen regelrecht „verstimmen“. Von der Wirkungsweise entspricht der letztgenannte Aspekt prinzipiell dem eines Schwingungstilgers, der ortsveränderlich das Ausbilden der einwelligen Schwingungsform behindert.

Der Einfluss der Lastverteilung durch den Oberbau nimmt erwartungsgemäß für zunehmende Stützweiten ab. Wie der Vergleich von Abb. 4-16 ( $L = 3,60\text{m}$ ) mit Abb. 4-20 zeigt, ist bereits für eine Stützweite  $L = 6,0\text{m}$  eine Abschwächung des positiven Effekts der Lastausbreitung festzustellen. Diese Tendenz lässt sich einerseits durch die Tatsache begründen, dass sich mit zunehmender Stützweite die Zeitintervalle, in denen die Brücke vollständig unbelastet ist, reduzieren. Andererseits nimmt die Relevanz der Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  mit  $i \geq 4$  mit steigender Stützweite  $L$  ebenfalls deutlich ab (siehe auch Kapitel 4.5).

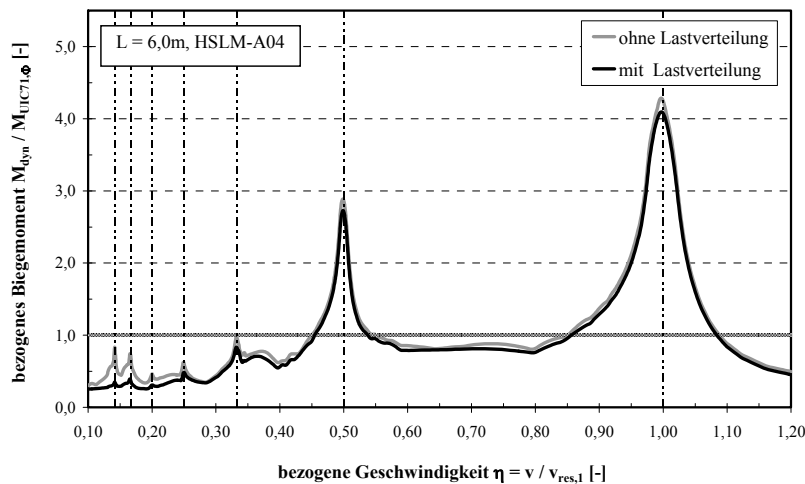


Abb. 4-20: Einfluss der Lastverteilung auf den Verlauf des bezogenen dynamischen Biegemoments  $M_{\text{dyn}} / M_{\text{UIC71},\phi}$  in Feldmitte ( $L = 6,0\text{m}$ , HSLM-A04,  $\zeta = 1,0\%$ )

Der letztgenannte Aspekt ist nochmals anhand des Beispiels einer Eisenbahnbrücke mit  $L = 10\text{m}$  verdeutlicht (siehe Abb. 4-21), bei dem die dynamische Tragwerksreaktion überwiegend durch die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  mit  $i = 1,2$  und 3 bestimmt wird. Niedrigere Resonanzgeschwindigkeiten führen zu maximalen dynamischen Biegemomen-

ten  $M_{dyn}$  in Feldmitte, die in der Größenordnung von ca. 50% des statischen Ersatzlastbildes des UIC 71 liegen und somit für die Bemessung des Überbaus unerheblich sind.

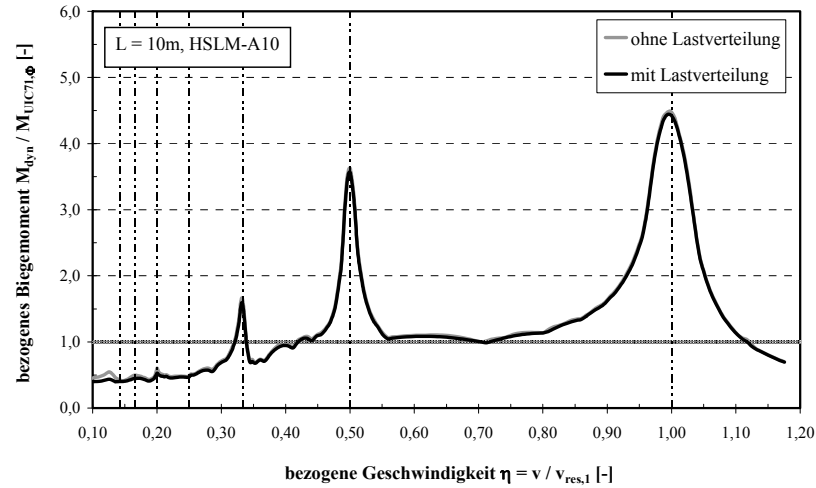


Abb. 4-21: Einfluss der Lastverteilung auf den Verlauf des bezogenen dynamischen Biegemoments  $M_{dyn} / M_{UIC71, \phi}$  in Feldmitte ( $L = 10,0m$ , HSLM-A10,  $\zeta = 1,0\%$ )

Sämtliche durchgeführten Simulationsrechnungen mit und ohne Berücksichtigung des Oberbaus bestätigen die Tendenz der abnehmenden Relevanz des Oberbaus für die Modellbildung einer Eisenbahnbrücke mit ansteigender Stützweite. Die Darstellung in Abb. 4-22 fasst diese Tatsache abschließend für eine Entwicklung über die Stützweite  $L$  nochmals anschaulich zusammen:

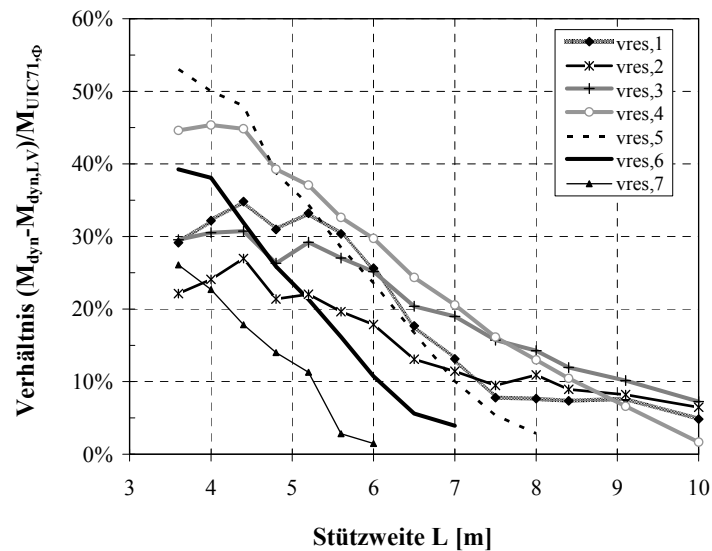


Abb. 4-22: Einfluss der Lastverteilung über die Stützweite  $L$  am Beispiel des maximalen dynamischen Biegemoments in Feldmitte mit ( $M_{dyn,LV}$ ) und ohne Lastverteilung ( $M_{dyn}$ ) in Relation zum jeweiligen Vergleichswert des statischen Ersatzlastbildes  $M_{UIC71, \phi}$  (HSLM-A10,  $\zeta = 1,0\%$ )

Dabei sind die Ergebnisse dynamischer Tragwerksanalysen des Hochgeschwindigkeitslastbildes HSLM-A10 als Verhältnis zwischen der Differenz der Biegemomente in Feldmitte ohne und mit Berücksichtigung der Lastverteilung und dem Referenzwert des statischen Ersatzlastbildes UIC 71 aufgetragen. Die Auswertungen sind für die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},1}$  bis  $v_{\text{res},7}$  dargestellt und unterstreichen den abnehmenden Einfluss der Lastverteilung durch den Oberbau. Für die Zuggeschwindigkeiten  $v_{\text{res},5}$  bis  $v_{\text{res},7}$  wurde in Abb. 4-22 bereits berücksichtigt, dass unabhängig von der Tragwerksmodellierung der Absolutbetrag des dynamischen Biegemoments in Relation zum Vergleichswert des Lastbildes UIC 71 ab einer bestimmten Stützweite keine Rolle mehr spielt. Für die übrigen Resonanzgeschwindigkeiten beträgt der Unterschied des Biegemoments zwischen beiden Tragwerksmodellen bei einer Stützweite  $L = 10\text{m}$  in allen Fällen weniger als 10%. Diese für eine Dämpfung  $\zeta = 1\%$  geltenden Werte reduzieren sich bei höheren Bauwerksdämpfungen, wie sie für kurze Überbauten üblich sind, sogar noch, so dass im Weiteren für Spannweiten  $L \geq 10\text{m}$  auf die Berücksichtigung des Oberbaus in der Tragwerksmodellierung auf der sicheren Seite liegend verzichtet werden kann.

Der Versuch einer einfachen analytischen Erfassung der Schwingungsreduktion infolge Lastverteilung, z.B. in Form einer Zusatzdämpfung analog der Vorgehensweise für die Interaktion Zug-Brücke, führte aufgrund der vielfältigen Abhängigkeiten jedoch zu keinem zufrieden stellenden Ergebnis. Die durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass neben der beschriebenen Geschwindigkeitsabhängigkeit auch die unterschiedlichen Achslastkonfigurationen der diversen Züge, und hier insbesondere auch die Achsabstände innerhalb eines Drehgestells, die Größe der Schwingungsminderung beeinflussen. Mit dem Ziel der Erarbeitung eines einfachen Verfahrens zur Erfassung der dynamischen Überbaubeanspruchung erfolgen die weiteren Untersuchungen und Ergebnisauswertungen daher unter direkter Berücksichtigung der Lastverteilung. Das bedeutet, dass sämtliche Auswertungen für Stützweiten  $L \leq 10\text{m}$  auf dem in Abb. 4-4 dargestellten Tragwerkmodell basieren. Alle übrigen Stützweiten wurden vereinfachend unter Vernachlässigung des Oberbaus analysiert (siehe Abb. 4-2).

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

### 4.5.1 Einführung

Dieser Abschnitt enthält eine Zusammenfassung sämtlicher dynamischer Tragwerksanalysen, die für die Entwicklung eines Antwortspektrums in Kapitel 5 benötigt werden. Dabei werden die Zeitverlaufsberechnungen der einfeldrigen Eisenbahnüberbauten überwiegend für den Maximalwert des Biegemoments in Feldmitte ausgewertet. Die graphische Darstellung der Berechnungsergebnisse erfolgt dabei entsprechend der in Kapitel 4.3 beschriebenen Abhängigkeiten entweder für den dynamischen Zuwachs  $\phi'$  bzw. alternativ für die dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}$  in Abhängigkeit des verwendeten Zuges  $k$ :

$$\phi'_k = \left| \frac{M_{\text{dyn},k}}{M_{\text{stat},k}} \right| - 1 \quad \text{Gl. 4-15}$$

$$V_{\text{dyn},k} = \left| \frac{M_{\text{dyn},k}}{M_{\text{stat},k}} \right| = \phi'_k + 1 \quad \text{Gl. 4-16}$$

Die Aufbereitung der eigenen Forschungsergebnisse unterscheidet sich prinzipiell nach den Zuglastbildern, die den Berechnungen zugrunde liegen. In Kapitel 4.5.2 erfolgt die Darstellung und Diskussion der dynamischen Simulationsrechnungen auf Grundlage der in D214.2-RP1 (2000) definierten Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A.

Die gegenwärtig im Hochgeschwindigkeitsnetz der Bundesrepublik Deutschland verkehrenden Betriebszüge erfordern eine von den Typenzügen abweichende Darstellungsform und werden aus diesem Grund separat in Kapitel 4.5.3 behandelt.

Der darauf folgende Vergleich der Betriebszüge mit den Zuglastbildern HSLM-A greift auf ein ebenfalls im SVA ERRI D214 entwickeltes Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Aggressivität eines überfahrenden Zuges zurück, welches auszugsweise in DIN EN 1991-2 (2003) zur Bestimmung des für den jeweiligen Bemessungsfall maßgebenden kritischen Typenzug verwendet wird.

## 4.5.2 Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A01 bis A10

### 4.5.2.1 Maximale statische Biegemomente

Die Gleichungen des dynamischen Zuwachses bzw. der dynamischen Vergrößerung beziehen die Ergebnisse der dynamischen Zeitverlaufberechnungen generell auf einen statischen Referenzwert, in diesem Fall auf das maximale statische Biegemoment  $M_{\text{stat},k}$  in Feldmitte. Dieses kann bei Kenntnis der Achslastfolgen des betrachteten Zuges ohne grö-

ßere Probleme durch Variation der Zugstellung vorab ermittelt werden. Erfahrungsgemäß erweist sich im Regelfall das Drehgestellpaar der beiden Doppelachsen des Triebkopfs und des Endwagens am Anfang und am Ende des Zuglastbilds als maßgebend (siehe Abb. 2-15 in Verbindung mit Abb. 4-24).

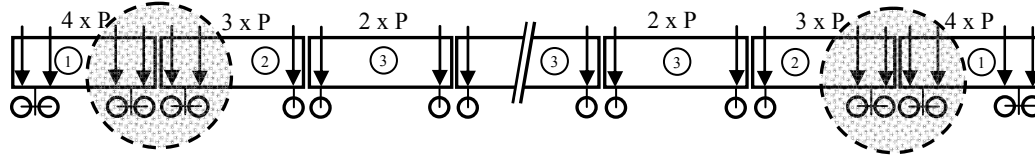


Abb. 4-23: Im Regelfall für die Ermittlung des maßgebenden Biegemoments in Feldmitte maßgebende Achsfolgen (HSLM-A: (1) Triebkopf; (2) Endwagen; (3) Mittelwagen)

Für den Typenzug HSLM-A01 kann vereinfachend auch folgende Gleichung gelten:

$$M_{\text{stat},A01} = \frac{P_{A01} \cdot L}{4} \cdot \alpha_L \quad \text{Gl. 4-17}$$

$P_{A01}$  bezeichnet hierbei die konstante Achslast ( $P_{A01} = 170\text{kN}$ ),  $L$  die betrachtete Stützweite und  $\alpha_L$  einen von der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üP}}$  abhängigen Anpassungsfaktor nach Tabelle 4-4. Die mehrfache Unterteilung dieses über eine Regressionsanalyse ermittelten Anpassungsfaktors ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass sich mit zunehmender Stützweite nicht nur die Laststellung, sondern auch die Anzahl der auf dem Überbau befindlichen Achsen ändert. Dies äußert sich bei Auftragung eines  $M_{\text{stat}}$ - $L$ -Diagramms in deutlich sichtbaren Abknickungen des Graphen, die am besten durch eine bereichsweise Definition der Funktionsgleichung für  $M_{\text{stat}}$  erfasst werden kann.

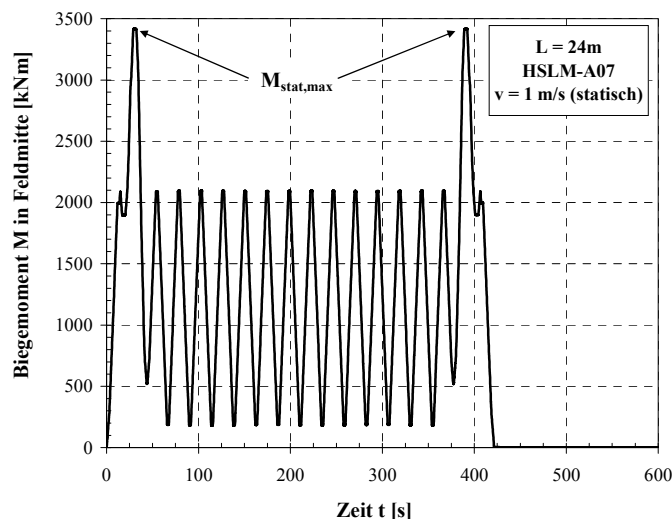


Abb. 4-24: Maximales statisches Biegemoment  $M_{\text{stat}}$  in Feldmitte infolge des vorderen/hinteren Drehgestellpaars zwischen Triebkopf und Endwagen (Bsp.:  $L = 24\text{m}$ , HSL-A07)

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

Tabelle 4-4: Anpassungsfaktor  $\alpha_L$  zur Ermittlung des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat,A01}$

Stützweite L	Anpassungsfaktor $\alpha_L$ [-]
$L \leq 4\text{m}$	$\alpha_L = 1,0$
$4\text{m} < L \leq 7\text{m}$	$\alpha_L = 2,015 - \frac{0,2226}{(L/L_{\text{üp}})}$
$7\text{m} < L \leq 40\text{m}$	$\alpha_L = 0,5545 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^3 - 2,51 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^2 + 4,605 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)$
$40\text{m} < L \leq 70\text{m}$	$\alpha_L = 8,032 - \frac{9,252}{(L/L_{\text{üp}})}$
$70\text{m} < L \leq 100\text{m}$	$\alpha_L = 10 - \frac{16,82}{(L/L_{\text{üp}})}$

Da alle zehn Typenzüge prinzipiell auf dem gleichen Grundkonzept basieren, bietet sich für die Ermittlung des statischen Referenzbiegemoments der Züge A02 bis A10 eine auf Gl. 4-17 aufbauende Beziehung an:

$$M_{stat,k} = k_p \cdot \alpha_k \cdot M_{stat,A01} = k_p \cdot \alpha_k \cdot \alpha_L \cdot \frac{P_{A01} \cdot L}{4} \quad \text{Gl. 4-18}$$

Darin bezeichnen  $k_p$  und  $\alpha_k$  Anpassungsfaktoren der Achslast  $P_k$  und der Achsanordnung, die Tabelle 4-5 entnommen werden können.

Es sei an dieser Stelle noch darauf hingewiesen, dass die in diesem Abschnitt angegebenen maximalen statischen Biegemomente  $M_{stat}$  auch für Stützweiten  $L \leq 10\text{m}$  auf dem Berechnungsmodell ohne Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung des Oberbaus beruhen. Dies geschah vor dem Hintergrund, dass die Biegemomente unabhängig von der in dieser Arbeit gewählten Oberbaumodellierung (Schiene als Biegebalken mit Kopplungsfedern an den Überbau) vom Anwender durch Variation der Achslaststellungen nachvollzogen und bei Bedarf eigenständig ohne Rückgriff auf die in diesem Kapitel angegebenen Gleichungen berechnet werden können.



#### 4 Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten

Tabelle 4-5: Anpassungsfaktoren  $k_p$  und  $\alpha_k$  zur Ermittlung des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat,k}$  der Typenzüge HSLM-A01 bis A10 (gültig für  $L \leq 40m$ )

HSLM	$k_p = P_k / P_{A01} [-]$	$\alpha_k [-]$
A01	1,0	1,0
A02	$200/170$	$\frac{1}{M_{stat,A01}} \cdot \frac{P_{A02} \cdot L}{4} \quad \text{für } L \leq 6m$ $\left[ 1 - \left( 0,18 \cdot e^{-0,12 \cdot (L-6)} + 0,01 \right) \right] \quad \text{für } 6m < L \leq 40m$
A03	$180/170$	1,0
A04	$190/170$	$\frac{1}{M_{stat,A01}} \cdot \frac{P_{A04} \cdot L}{4} \quad \text{für } L \leq 6m$ $\left[ 1 - \left( 0,22 \cdot e^{-0,23 \cdot (L-6)} + 0,02 \right) \right] \quad \text{für } 6m < L \leq 40m$
A05	1,0	1,0
A06	$180/170$	1,0
A07	$190/170$	1,0
A08	$190/170$	$\frac{1}{M_{stat,A01}} \cdot \frac{P_{A08} \cdot L}{4} \quad \text{für } L \leq 5m$ $\left[ 1 - \left( 0,11 \cdot e^{-0,22 \cdot (L-6)} + 0,01 \right) \right] \quad \text{für } 5m < L \leq 40m$
A09	$210/170$	1,0
A10	$210/170$	1,0

### 4.5.2.2 Dynamischer Zuwachs

Betrachtet man die in Kapitel 4.3 vorgestellten Einflussgrößen der bezogenen Geschwindigkeit  $\eta = v/v_{\text{res},1}$  sowie der Stützweite  $L$  (in bezogener Form als  $L/L_{\text{up}}$ ) in ihrer gegenseitigen Abhängigkeit, so kann dies anschaulich an folgender dreidimensionalen Darstellung geschehen:

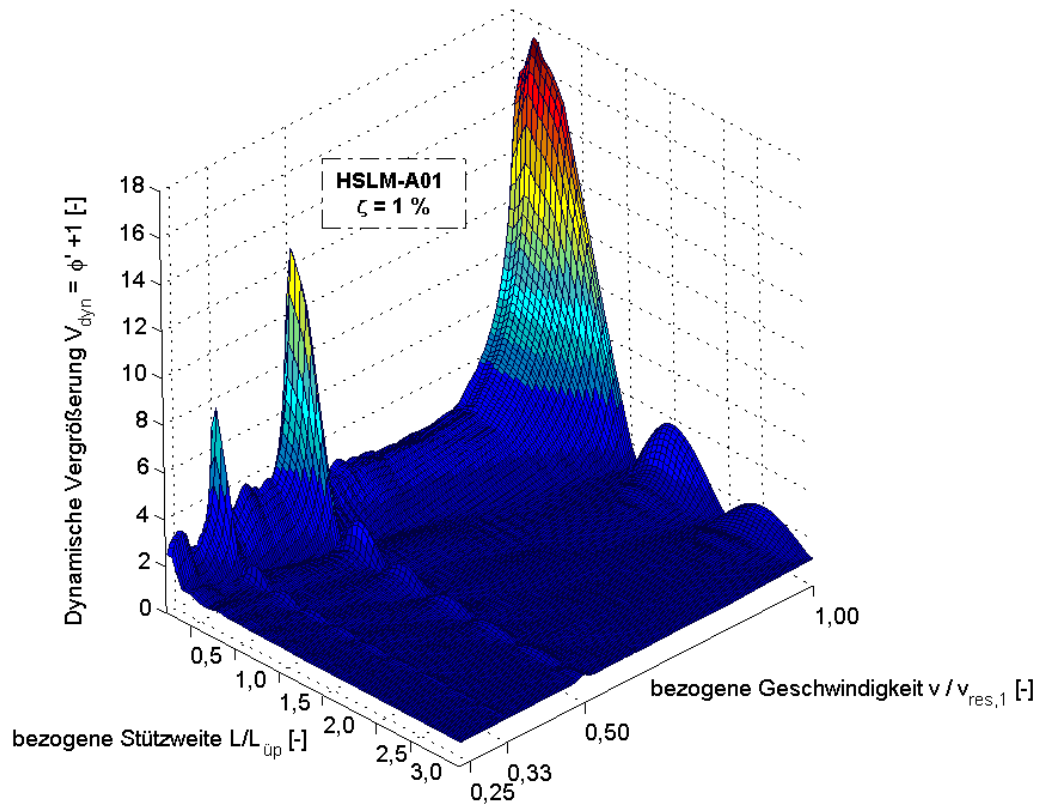


Abb. 4-25: Dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}$  in Abhängigkeit der bezogenen Zuggeschwindigkeit  $v/v_{\text{res},1}$  und der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{up}}$  (Typenzug HSLM-A01, Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Diese für den HSLM-A01 erstellte Abbildung zeigt den besonders im Bereich kurzer bis mittlerer Stützweiten ausgeprägten Einfluss der kritischen Zuggeschwindigkeiten auf die dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}$ . So sind in Abb. 4-25 eindeutig Extremwerte der dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}$  für die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  mit  $i = 1, 2$  und  $3$  zu erkennen, die sich in bezogener Form bei  $\eta = v/v_{\text{res},1} = 1,0 / 0,5$  und  $0,33$  einstellen. Betrachtet man für diese kritischen Zuggeschwindigkeiten die Entwicklung von  $V_{\text{dyn}}$  über die bezogene Stützweite, so zeigt sich ein stetiges Auf und Ab der dynamischen Überbaubeanspruchung, so wie sie sich in Abb. 4-12 schon angedeutet hat. Der „wellenartige“ Verlauf erreicht dabei je nach Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$  für unterschiedliche Verhältnisse  $L/L_{\text{up}}$  ausgeprägte Maxima und Minima. Die gewählte Darstellungsform eignet sich sehr gut zur Visualisierung der wechselseitigen Beeinflussung von Stützweite und Geschwindigkeit und zeigt zudem, dass das Problem bei einer genügend genauen Erfas-

sung der dynamischen Beanspruchung in den kritischen Zuggeschwindigkeiten auf die Betrachtung eben dieser Resonanzgeschwindigkeiten reduziert werden kann. Da eine isometrische Darstellung für die praktische Handhabung und die Ablesung einzelner Zahlenwerte unbrauchbar ist, bietet es sich an, für die kritischen Geschwindigkeiten  $v_{res,i}$  in eine ebene Darstellung zurückzukehren. Abb. 4-26 zeigt einen Schnitt durch die isometrische Darstellung von Abb. 4-25 für eine konstante bezogene Geschwindigkeit  $\eta = 1,0$ . Gleichzeitig enthält das Diagramm die äquivalenten Informationen für die übrigen Typenzüge A02 bis A10, aufgetragen für den dynamischen Zuwachs  $\phi'$ . Dabei zeigt sich nun auch der Vorteil einer normierten Darstellung der Stützweite  $L$ . Sämtliche Maximalwerte des dynamischen Zuwachses entstehen je nach Lastbild für ein Verhältnis  $L/L_{\ddot{u}p} \approx 0,30 - 0,60$  und  $L/L_{\ddot{u}p} \approx 1,90$ , während die Minimalwerte einheitlich für  $L/L_{\ddot{u}p} = 1,50$  und  $L/L_{\ddot{u}p} = 2,50$  zu beobachten sind.

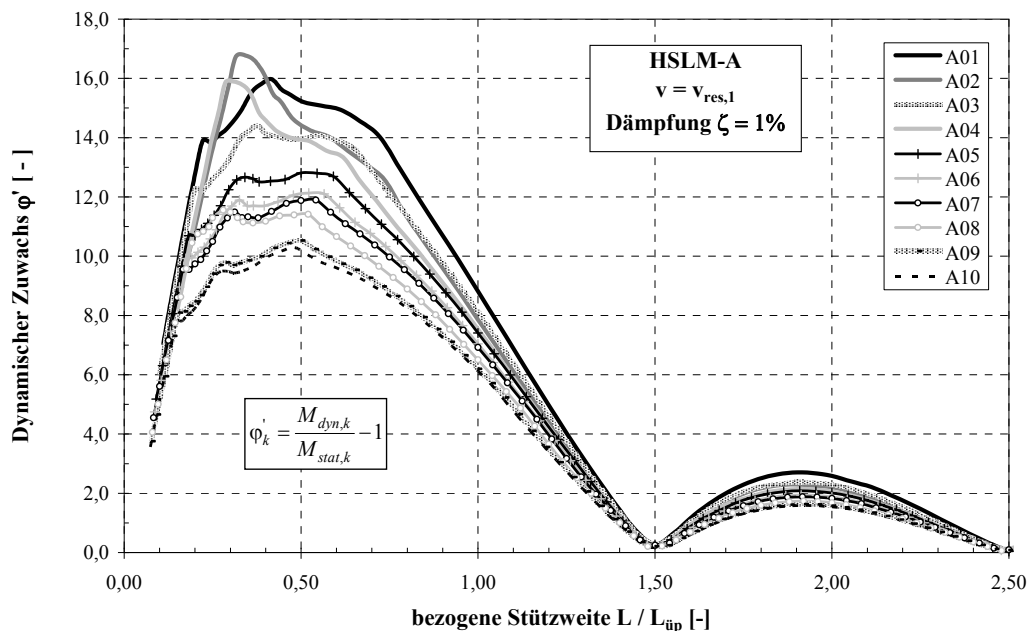
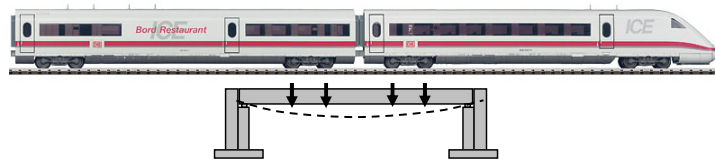


Abb. 4-26: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  (HSLM-A,  $\zeta = 1\%$ )

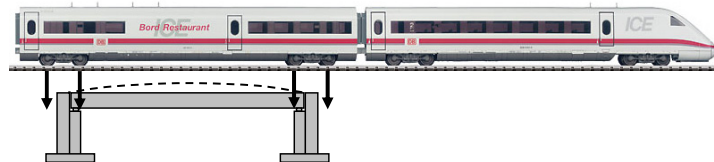
Der Grund für die Ausbildung dieser stützweitenabhängigen Extremwerte ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass für kurze Stützweiten eine zeitweise Entlastung und somit ein freies Durchschwingen des Überbaus nach oben möglich ist (siehe Abb. 4-27a und b), während sich für größere Stützweiten immer eine oder mehrere Achsen des Zuges auf der Brücke befinden und somit ein Aufschaukeln mehr oder minder stark behindern (siehe Gl. 4-23c). Dieser Effekt lässt sich auch mit Hilfe der in Abb. 4-28 und Abb. 4-29 dargestellten Momenten-Zeitverläufe verdeutlichen. In Abb. 4-28a ist der zeitliche Schnittgrößenverlauf in Feldmitte bei „statischer Überfahrt“, also  $v = 1\text{ m/s}$ , für eine bezogene Stützweite  $L/L_{\ddot{u}p} = 0,417$  dargestellt, der im Gegensatz zu Abb. 4-29a ( $L/L_{\ddot{u}p} = 1,5$ ) einen signifikant größeren Anteil des Wechsellmoments  $\Delta M$  aufweist.

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

a) kurze Stützweite (Belastung)



b) kurze Stützweite (Entlastung)



c) lange Stützweite

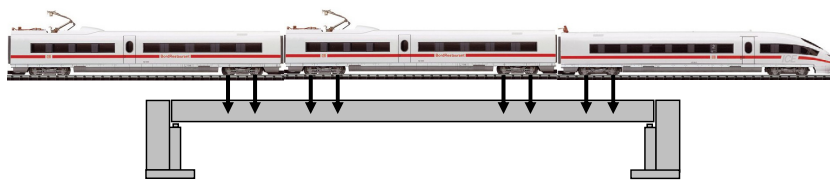


Abb. 4-27: Schematische Darstellung der Zugüberfahrt für verschiedene Stützweiten  $L$

Diese Eigenschaft resultiert in gänzlich unterschiedlichen Momenten-Zeitverläufen für die jeweilige Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$ . Abb. 4-28b zeigt den klassischen Verlauf eines Aufschaukelns, bei der sich die Amplituden der Schwingung in jeder Periode vergrößern und der Maximalwert erst bei Verlassen des Zuges von der Brücke erreicht wird. Demnach bestimmt für diesen Fall die Wagonanzahl (HSLM-A01: 22 Wagons) die absolute Größe der dynamischen Reaktion.

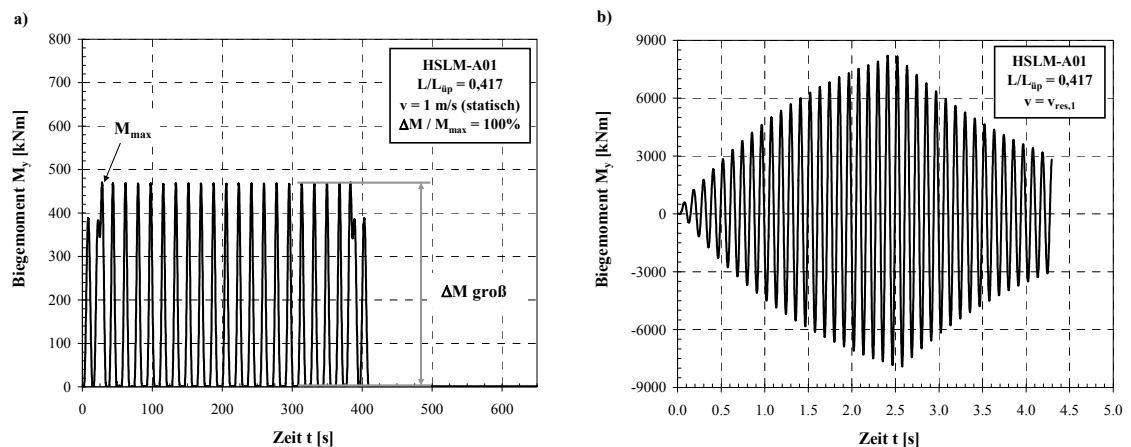


Abb. 4-28: Zeitverlauf des Biegemoments  $M_y$  in Feldmitte für eine Brücke geringer Spannweite ( $L / L_{\text{üß}} = 0,417$ ,  $n_0 = 9\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ , HSLM-A01) bei  
a) „statischer“ Überfahrt ( $v = 1 \text{ m/s}$ ; links)  
b) Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit ( $v = v_{\text{res},1}$ ; rechts)

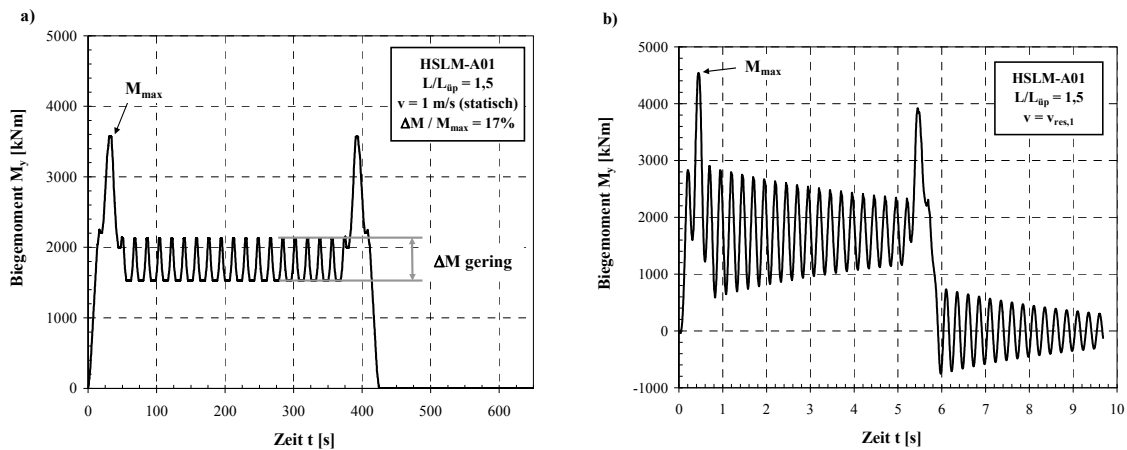


Abb. 4-29: Zeitverlauf des Biegemoments  $M_y$  in Feldmitte für eine Brücke mittlerer Spannweite ( $L / L_{\text{üp}} = 1,5$ ,  $n_0 = 4\text{Hz}$ ,  $\zeta = 1,0\%$ , HSLM-A01) bei  
a) „statische“ Überfahrt ( $v = 1\text{m/s}$ )  
b) Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit ( $v = v_{\text{res},1}$ )

Ein eingeschwungener Zustand, der sich im Zeitverlaufs-Diagramm als Plateau konstanter Amplituden darstellt, wird aufgrund der geringen Bauwerksdämpfung nicht erreicht. Das bedeutet, dass im vorliegenden Fall in jeder Schwingperiode durch die äußere Einwirkung mehr Energie zugeführt wird als durch die Bauwerksdämpfung dissipiert werden kann. Die dynamische Tragwerksreaktion in Abb. 4-29b ist im Gegensatz zur klassischen Resonanzschwingung maßgeblich durch das Auffahren des Zuges auf die Brücke und der damit verbundenen „Impulsreaktion“ gekennzeichnet. Eine verstärkte Schwingung ist in Abb. 4-29b lediglich im Bereich des Wechsellmoments  $\Delta M$  (siehe Abb. 4-29a) festzustellen, wobei auch hier kein Aufschaukeln, sondern sogar eine Verringerung aufeinanderfolgender Amplituden beobachtet werden kann. Der Maximalwert des dynamischen Biegemoments  $M_{\text{max}}$  ergibt sich durch das erste Drehgestellpaar zwischen Triebkopf und Endwagen (siehe Abb. 2-15) und entspricht dem um einen (geringen) Stoßfaktor vergrößerten statischen Biegemoment.

Betrachtet man im Weiteren die Verläufe des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  für die übrigen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$ , so ergeben sich im Vergleich zu  $v_{\text{res},1}$  sehr ähnliche Verläufe mit ausgeprägten Maxima und Minima (siehe Abb. 4-30). Allen Darstellungen gemeinsam ist die Ausbildung eines ersten sehr deutlichen Maximums, welches aber je nach Typenzug für leicht voneinander abweichende Verhältnisse  $(L/L_{\text{üp}})_{\text{max}}$  beobachtet werden kann. Die weiteren Maxima und Minima bilden sich dann bei allen Zügen für exakt gleiche Verhältnisse  $(L/L_{\text{üp}})$  aus. Es kann dabei generell ein leichter Versatz der Maxima zum jeweils kleineren der beiden benachbarten Werte  $(L/L_{\text{üp}})_{\text{min}}$  hin festgestellt werden, wie dies auch schon für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  beobachtet werden konnte.

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

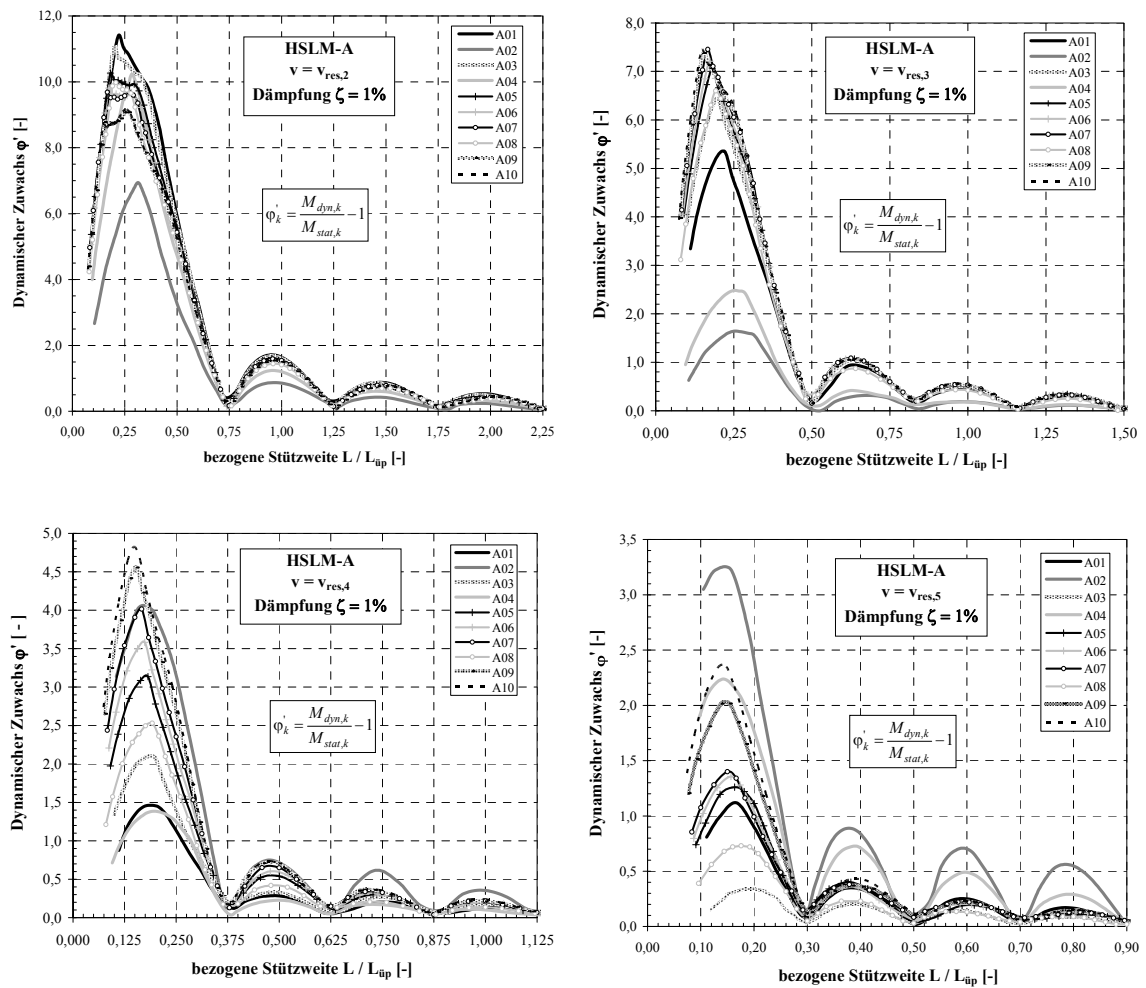


Abb. 4-30: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,2}$  bis  $v_{res,5}$  (Typenzüge HSLM-A, Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Allgemein ergeben sich die Abszissen  $\mu_{m,i} = (L/L_{\ddot{u}p})_{min}$  der minimalen dynamischen Tragwerksreaktion nach folgender Gesetzmäßigkeit:

$$M_{dyn,k} = M_{min,k} \approx M_{stat,k} \quad \text{für} \quad \mu_{m,i} = \left( \frac{L}{L_{\ddot{u}p}} \right)_{min} = \frac{2m+1}{2i} \quad \text{Gl. 4-19}$$

- mit
- i: ganzzahliger Teiler der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,i}$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ )
  - m: Ordnungszahl des entsprechenden Minimums ( $m = 1, 2, 3, \dots$ )
  - k: Nummer des Lastbildes ( $k = A01 \dots A10$ )

Die Abszissen  $(L/L_{\ddot{u}p})_{max}$  der maximalen dynamischen Biegemomente sind insbesondere im Bereich des interessierenden ersten Maximums je nach Typenzug leicht unterschiedlich, so dass die Angabe einer analytischen Beziehung für  $(L/L_{\ddot{u}p})_{max}$  nicht sinnvoll ist.

#### 4.5.2.3 Bezogene dynamische Vergrößerung

Die reine Betrachtung des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  enthält zunächst nur eine qualitative Aussage über die „dynamische Aggressivität“ des jeweiligen Typenzuges, die hauptsächlich durch die Anzahl der Einwirkungsimpulse (= Wagonanzahl) und die Achskonfiguration bestimmt wird. So ist beispielsweise für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  im Bereich der Maximalwerte auffällig, dass mit zunehmender Wagonanzahl die Größe des dynamischen Zuwachses steigt (vgl. Abb. 4-26), so dass HSLM-A01 das größte  $\phi'$  und HSLM-A10 das vergleichsweise kleinste  $\phi'$  aufweist. Ausnahmen hierzu bilden nur die Modellzüge A02 und A04, die sich von den anderen Zügen neben der Länge über Puffer auch durch einen deutlich größeren Abstand  $d$  der Achsen eines Drehgestells unterscheiden und dementsprechend nicht exakt zu den übrigen mehr oder weniger affin verlaufenden Kurven der Typenzüge A01, A03 und A05 bis A10 passen.

Die Darstellung der Überbaubeanspruchung mit Hilfe des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  weist prinzipiell einen wesentlichen Nachteil auf. Sie erlaubt keine direkte Aussage über die Absolutgröße der dynamischen Schnittgröße oder Verformung, da jeder Typenzug aufgrund der unterschiedlichen Achslasten und -geometrien eine veränderliche statische Referenzgröße aufweist (siehe Kapitel 4.5.2.1). Um einen einheitlichen Bezug für alle Typenzüge herzustellen, ist es sinnvoll, die Ergebnisse des dynamischen Zuwachses auf einen Referenzzug, z.B. HSLM-A01, zu normieren. Hierzu wird an dieser Stelle die *bezogene dynamische Vergrößerung*  $V_{\text{dyn}}^*$  eingeführt:

$$V_{\text{dyn},k}^* = \frac{M_{\text{dyn},k}}{M_{\text{stat},\text{A01}}} = (1 + \phi'_k) \cdot \frac{M_{\text{stat},k}}{M_{\text{stat},\text{A01}}} \quad \text{Gl. 4-20}$$

Abb. 4-31 enthält die Darstellung von  $V_{\text{dyn}}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  und eine über alle Stützweiten konstante Bauwerksdämpfung  $\zeta = 1\%$ . Dabei wurde auf der Abszisse auf die Verwendung der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}}$  zugunsten der für die Ablesung expliziter Zahlenwerte einfacheren Stützweite  $L$  verzichtet. Gleichzeitig können nun auch Züge aus der Darstellung eliminiert werden, die für die Ermittlung des maximalen dynamischen Biegemoments nicht erforderlich sind, wie dies in Abb. 4-13 am Beispiel des Zuges A05 bereits exemplarisch angedeutet wurde. Hintergrund dieser Überlegung ist die bereits angesprochene Tatsache, dass die jeweiligen Modellzüge  $k$  ihre kritischen Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},i,k}$  bei unterschiedlichen Zuggeschwindigkeiten erreichen, wobei das Lastbild A01 aufgrund der kürzesten Wagonlänge ( $L_{\text{üp}} = 18\text{m}$ ) die niedrigsten Resonanzgeschwindigkeiten aufweist. Die weiteren Typenzüge folgen entsprechend der meterweisen Abstufung von  $L_{\text{üp},k}$  in konstanten Geschwindigkeitsabständen  $\Delta v_i = (n_0 \cdot 1\text{m})/i$ . So enthält z.B. Abb. 4-31 im Bereich kleiner Stützweiten nur die Linie des Typenzugs A01, da dieser im Vergleich zu den übrigen Typenzügen das größte dy-

namische Biegemoment liefert und gleichzeitig seine Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  zu-  
erst erreicht.

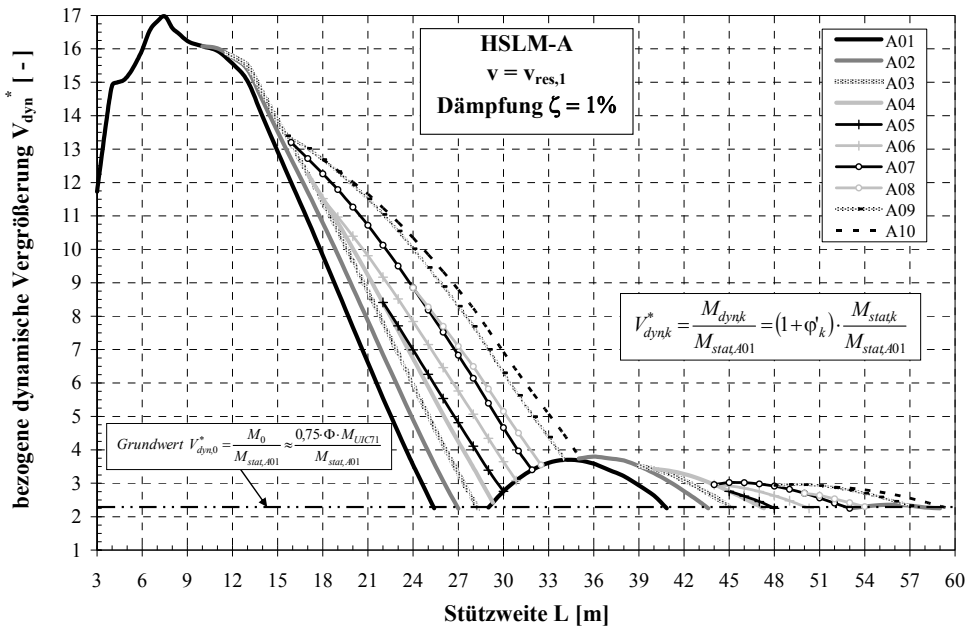


Abb. 4-31: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  (Typen-  
züge HSLM-A, Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Zur weiteren Vereinfachung ist ein Grundwert  $V_{dyn,0}^*$  in Abhängigkeit eines Grundmo-  
ments  $M_0$  definiert, welcher vereinfachend Stoß- bzw. Impulseffekte bei der Überfahrt  
eines Zuges abdeckt, nicht jedoch Resonanzschwingungen.

$$V_{dyn,0}^* = \frac{M_0}{M_{stat,A01}} = \frac{0,75 \cdot \Phi_2 \cdot M_{LM71}}{M_{stat,A01}} \approx 2,25 \quad Gl. 4-21$$

Das Grundmoment  $M_0$  wurde hierbei derart gewählt, dass es näherungsweise dem mit  
dem Schwingfaktor  $\Phi_2$  beaufschlagten Biegemoment infolge 3-fach klassifiziertem Last-  
modell UIC 71 (Klassifizierungsfaktor  $\alpha = 1/(1,1)^3 = 0,75$ ) entspricht. Die Einführung  
dieses Grundwerts  $V_{dyn,0}^*$  lässt somit die Verwendung eines klassifizierten Bemessungs-  
lastbildes offen, wie dies beispielsweise für Strecken mit Reisezugverkehr (ohne Reso-  
nanzgefahr) ohne zusätzlichen schweren Güterverkehr angewendet werden kann. Die  
vereinfachende Annahme  $M_0 = 2,25 \cdot M_{stat,A01}$  entspricht nur im Mittel über den gesamten  
Stützweitenbereich dem 0,75-fachen Biegemoment  $\Phi_2 \cdot M_{UIC71}$  und variiert je nach  
Stützweite mehr oder minder stark ( $\pm 10\%$ ). Für eine Approximation des statischen Bie-  
gemoments  $M_{stat,A01}$ , welches den Bezugswert für  $V_{dyn}^*$  darstellt, sollte aufgrund der hö-  
heren Genauigkeit die Beziehung nach Kapitel 4.5.2.1 verwendet werden.

Mit einer derart aufbereiteten dynamischen Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  ist es nun leicht möglich,  
die im Resonanzbereich  $v_{res,1,k}$  maßgeblichen dynamischen Biegemomente für eine belie-



#### 4 Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten

bige Stützweite  $L$  zu ermitteln. Die Erweiterung der Ergebnisse auf die übrigen Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  mit  $i > 1$  kann Abb. 4-32 entnommen werden.

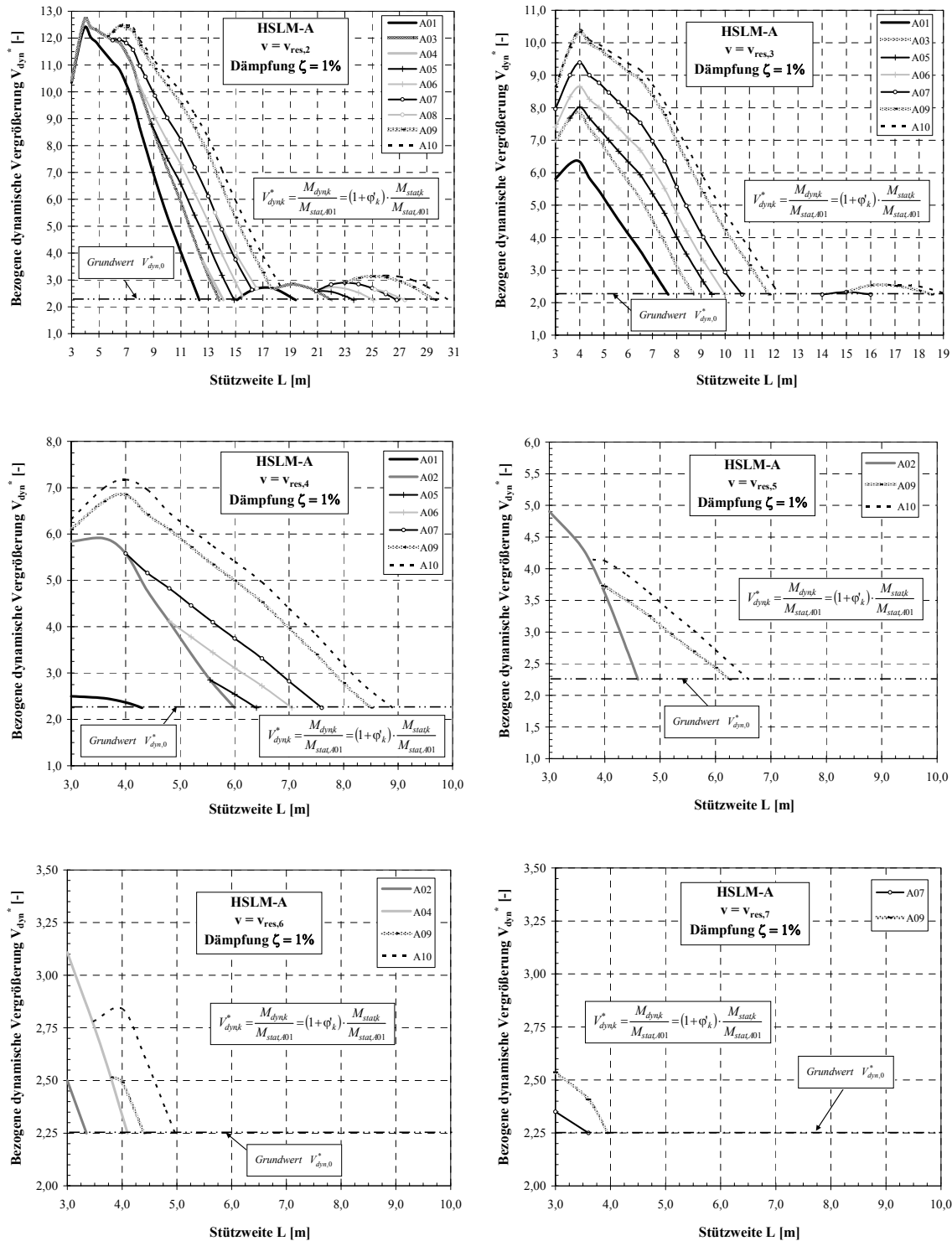


Abb. 4-32: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,2}$  bis  $v_{res,7}$  (Typenzüge HSLM-A, Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Der Vergleich der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  zeigt, dass im Wesentlichen das jeweils erste Maximum, also  $(L/L_{\text{ü}}) < (L/L_{\text{ü}})_{\text{min}} = 3/2 \cdot i$  ausschlaggebend ist. Es ist generell zu beobachten, dass die Zugüberfahrt bei Übereinstimmung mit einer Resonanzgeschwindigkeit im Bereich dieser ersten Maxima zu sehr erheblichen dynamischen Effekten führen kann. Die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},1}$  und  $v_{\text{res},2}$  (in geringem Maße auch noch  $v_{\text{res},3}$ ) weisen zudem auch noch beachtenswerte dynamische Vergrößerungen im Bereich des zweiten Maximums, also für bezogene Stützweiten  $3/2 \cdot i < (L/L_{\text{ü}}) < 5/2 \cdot i$ , auf, die durchaus bemessungsrelevant werden können. Da die bisher betrachteten Ergebnisse ausschließlich Tragwerksanalysen auf Basis einer Dämpfung  $\zeta = 1\%$  beinhalten, kann jedoch die Frage nach der Über- oder Unterschreitung des Lastbildes UIC 71 noch nicht abschließend geklärt werden. Diese Thematik wird in den Kapiteln 5 und 6 nochmals aufgegriffen.

Die in diesem Kapitel dargestellten Berechnungsergebnisse können in Verbindung mit den Ausführungen in Kapitel 4.6 auf beliebige Dämpfungswerte  $\zeta$  modifiziert werden. Diese Vorgehensweise kann beispielsweise gewählt werden, falls für ein bestehendes Tragwerk zusätzliche Informationen zur Dämpfung aus Bauwerksmessungen vorhanden sind und die Berechnungsergebnisse auf die tatsächliche Dämpfung angepasst werden sollen. Besteht das Ziel einer Untersuchung in der Bemessung einer neu zu errichtenden Eisenbahnbrücke, für die die Interoperabilitätskriterien zu erfüllen und demnach die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A zugrunde zu legen sind, bietet es sich an, die bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  direkt für die in Ril 804 (2003) definierten Dämpfungswerte aufzubereiten. Wie bereits erwähnt, unterscheidet die Ril 804 (2003) in drei verschiedene Brückenbauarten:

- Stahl- und Verbundbrücken
- Spannbetonbrücken
- Stahlbetonbrücken und Brücken mit einbetonierten Stahlträgern (WIB-Brücken)

Für diese drei möglichen Brückenarten enthält Anhang B unmittelbar verwendbare Darstellungen der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$ , die neben der stützweitenabhängigen Dämpfung  $\zeta$  auch die zur Berücksichtigung der Interaktion Zug-Brücke vorgeschlagene Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  enthalten. Ein Ergebnisvergleich am Beispiel der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  zeigt sehr anschaulich die Unterschiede der dynamischen Tragwerksreaktion für den in Abb. 2-16 dargestellten Wertebereich der Gesamtdämpfung  $\zeta_{\text{ges}} = \zeta + \Delta\zeta$  (siehe Abb. 4-33 bis Abb. 4-35). Die grundlegende Struktur ist dabei für alle drei Darstellungen gleich. Quantitative Unterschiede können für eine betrachtete Stützweite in Abhängigkeit der jeweils zu verwendenden Dämpfung nachvollzogen werden.

## 4 Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten

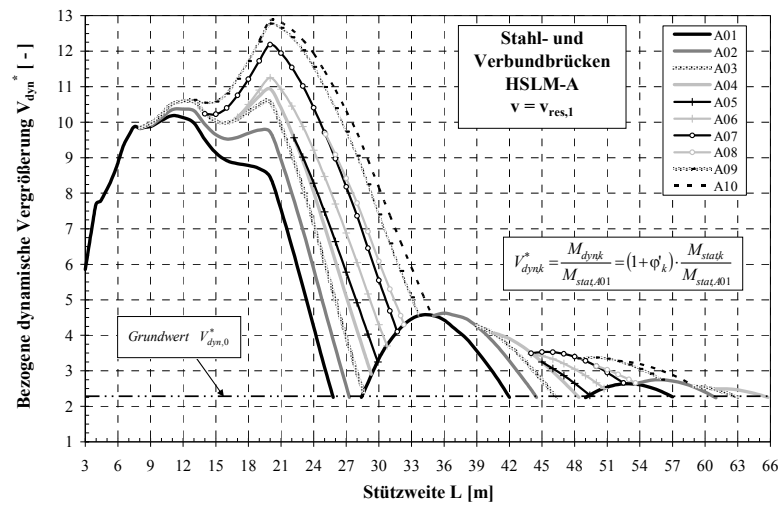


Abb. 4-33: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für  $v_{res,1}$  (Stahl- und Verbundbrücken)

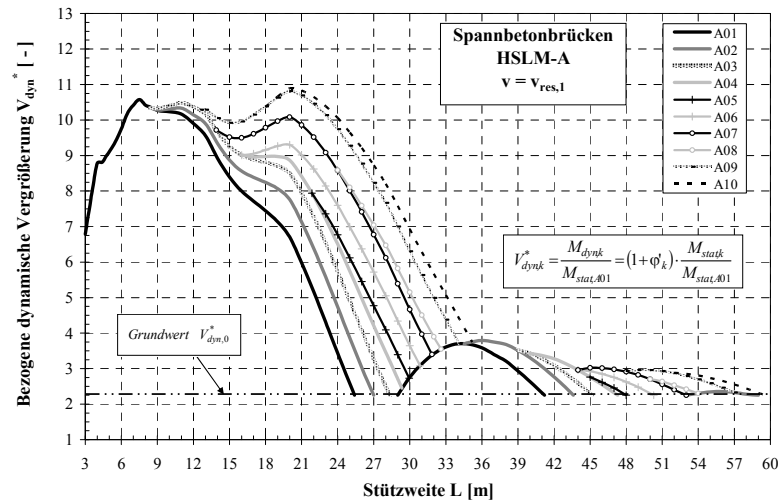


Abb. 4-34: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für  $v_{res,1}$  (Spannbetonbrücken)

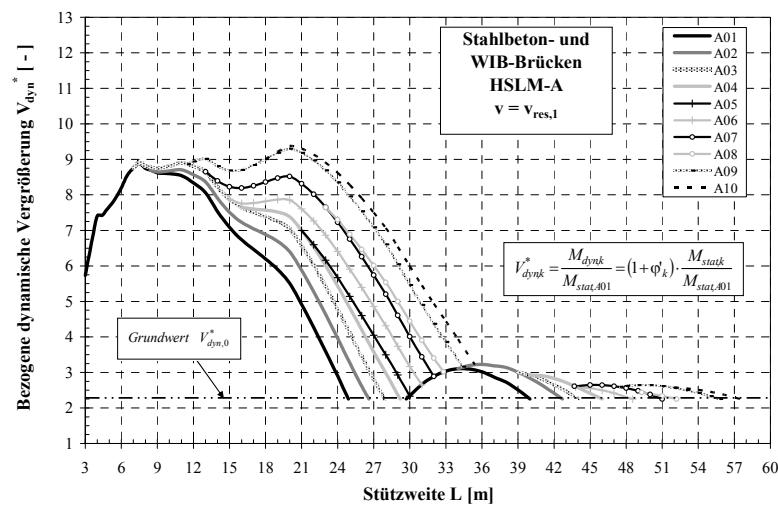


Abb. 4-35: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für  $v_{res,1}$  (Stahlbeton- und WIB-Brücken)

### 4.5.3 Aktuelle Betriebszüge im deutschen Streckennetz

#### 4.5.3.1 Allgemeines

Ist für eine Strecke der Nachweis der Interoperabilität nicht erforderlich, so werden in Deutschland im Regelfall die auf der Strecke vorgesehenen Betriebszüge seitens der Deutschen Bahn AG vorgegeben, die für eine dynamische Berechnung zu verwenden sind. Entsprechend der Eingangsparameter der Schnittkrafttabellen aus der Ril 804 (2003) sind im deutschen Streckennetz im Wesentlichen sieben Hochgeschwindigkeitsreisezüge von Interesse. Es handelt sich dabei um den IC, ICE1, ICE2, ICE3, ICE-T(2xBR411), ICE-T(3xBR415) und den Thalys2. Beim IC, ICE1 und ICE2 handelt es sich um Züge mit Triebköpfen, die aufgrund der dort angesiedelten Antriebstechnik im Vergleich zu den Reisezugwagen höhere Achslasten am Anfang und am Ende des Zuges aufweisen. Der ICE3 basiert dagegen auf einem neuartigen Triebwagenkonzept, wobei die Antriebs- und Steuerungstechnik nicht mehr in den Triebköpfen, sondern über den ganzen Zug verteilt, untergebracht sind. Dabei ist jeder zweite Wagen durch unterhalb des Wagenkastens angeordnete Motoren angetrieben, die übrigen Wagen enthalten wechselweise Stromrichter und Batterien. Somit sind die schweren Fahrzeugkomponenten kontinuierlich über den gesamten Zug verteilt, so dass ein Triebwagenzug vergleichsweise geringe statische Achslasten aufweist. Bei den Zügen der ICE-T-Reihe handelt es sich ebenfalls um Triebwagenzüge, die zudem noch über eine Neigetechnik verfügen, um eine schnellere Kurvendurchfahrt zu ermöglichen. Der Thalys ist ein europäischer, mehrsystemfähiger Hochgeschwindigkeitszug, der auf der Technik des französischen TGV basiert. Derzeit verkehren Züge der Baureihe Thalys im deutschen Netz auf der Strecke Paris-Brüssel-Köln-Amsterdam. Der Begriff Thalys2 bezeichnet einen aus zwei Einheiten bestehenden Doppelzug.

Zur Beurteilung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken durch die zuvor genannten Hochgeschwindigkeitszüge ist es in einem ersten Schritt sinnvoll, deren dynamische Wirkung zu vergleichen und die sieben Züge auf die maßgebenden Zuglastbilder zu reduzieren. Hierzu eignen sich im Besonderen zwei im SVA ERRI D214 entwickelte Verfahren unter Verwendung der sogenannten *dynamischen Zugsignaturen*, mit deren Hilfe ein direkter Vergleich der dynamischen Wirkung von Hochgeschwindigkeitszügen möglich ist [D214-RP 6 (1999); Goicolea-Ruigómez (2005)]. Der SVA ERRI D214 verfolgte dabei die Entwicklung zweier unabhängiger vereinfachter Methoden, die sich in der endgültigen Darstellung jedoch nahezu entsprechen bzw. bis auf einige geringfügige Abweichungen ineinander überführen lassen. Die sogenannte DER-Methode (DER: Décomposition de l'Excitation à la Résonance; dt.: Zerlegung der Anregung bei Resonanz) ist ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der maximalen Verschiebung und Beschleunigung, bei dem die Schwingungsantwort eines dem Überbau äquivalenten Einfrei-

heitsgradschwingers zuerst in eine Fourier-Reihe zerlegt wird. Anschließend wird ein der Resonanz entsprechender Term separiert und der weiteren Untersuchung zugrunde gelegt. Die LIR-Methode (LIR: ligne d'influence résiduelle; dt.: Resteinflußlinie) reduziert das Problem auf die Betrachtung des Falls, bei dem die letzte Last des betrachteten Lastenzuges die Brücke gerade verlässt. Die Schwingungsantwort des Überbaus wird hierbei aus der bekannten Lösung der Überfahrt einer einzelnen Last entwickelt und besteht aus der kumulierten Einwirkung der verschiedenen Einzellasten des Zuges.

Beiden Verfahren gemeinsam ist die Trennung der Tragwerksreaktion (Verschiebung, Beschleunigung) in ein Produkt aus einem konstanten Wert, einer dynamischen Einflusslinie und einem dynamischen Spektrum des Lastenzuges. Einzelheiten zur Herleitung der entsprechenden analytischen Beziehungen sind ausführlich in D214-RP 6 (1999) dargestellt. Zusammenfassend gelten zur Ermittlung der maximalen Beschleunigung  $a_{\max}$  bzw. der Verschiebung  $w_{\text{dyn}}$  in Feldmitte folgende Beziehungen, (z.B. nach dem LIR-Verfahren):

$$a_{\max} = C_a \cdot A(k_0) \cdot G(\lambda) \quad \text{Gl. 4-22a}$$

$$w_{\text{dyn}} = C_w \cdot A(k_0) \cdot G(\lambda) \quad \text{Gl. 4-22b}$$

Dabei bezeichnen die Faktoren  $C_a$  und  $C_w$  konstante Terme der Beschleunigung und der Durchbiegung:

$$C_a = \frac{2}{\mu \cdot L} \quad \text{Gl. 4-23a}$$

$$C_w = \frac{2 \cdot L^3}{EI} \quad \text{Gl. 4-23b}$$

Der Term  $A(k_0)$  berücksichtigt die Überfahrt eines Radsatzes und wird demzufolge als *dynamische Einflusslinie* bezeichnet:

$$A(k_0) = \frac{k_0}{1 - k_0^2} \cdot \sqrt{e^{-2\zeta \frac{\pi}{k_0}} + 1 + 2 \cos\left(\frac{\pi}{k_0}\right) \cdot e^{-\zeta \frac{\pi}{k_0}}} \quad \text{Gl. 4-24}$$

Dieser auch als „Überfahrtsterm“ bezeichnete Faktor hängt neben der Dämpfung  $\zeta$  auch noch vom Geschwindigkeitsparameter  $k_0 = v/(2 \cdot L \cdot n_0)$  (vgl. Gl. 2-11) ab und beinhaltet neben der Fahrgeschwindigkeit sämtliche geometrischen Einflussparameter (Länge, Steifigkeit, Masse), die das Brückentragwerk beschreiben.

Der Anteil  $G(\lambda)$  wird *Spektrum des Lastenzuges* genannt:

$$G(\lambda) = \max_{i=1}^{N_p} \left\{ \sqrt{\left[ \sum_{x_i} P_i \cdot \cos\left(2\pi \frac{x_i}{\lambda}\right) \cdot e^{-2\pi\zeta \frac{x_i}{\lambda}} \right]^2 + \left[ \sum_{x_i} P_i \cdot \sin\left(2\pi \frac{x_i}{\lambda}\right) \cdot e^{-2\pi\zeta \frac{x_i}{\lambda}} \right]^2} \right\} \quad \text{Gl. 4-25}$$

Hierin bedeuten  $P_i$  die Achslast der Achse  $i$  und  $x_i$  der Abstand der Achse  $i$  zur ersten Achse im Zug. Der Term  $\lambda = v/n_0$  ist die bereits erwähnte Hauptwellenlänge der Anregung (siehe Gl. 2-24), die bei Übereinstimmung der Zuggeschwindigkeit mit einer Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$  einen ganzzahligen Teiler der Länge über Puffer einnimmt:

$$\lambda_{\text{res},i} = \frac{v_{\text{res},i}}{n_0} = \frac{n_0 \cdot L_{\text{üp}}}{i \cdot n_0} = \frac{L_{\text{üp}}}{i} \quad \text{Gl. 4-26}$$

Der innerhalb der geschweiften Klammern dargestellte Ausdruck in Gl. 4-25 stellt das Spektrum des Zuges dar, wenn der gesamte Zug den Überbau überquert und die letzte Achse gerade das Bauwerk verlassen hat. Bei alleiniger Betrachtung dieser Beziehung übergeht man jedoch den Fall, dass die maximale Beanspruchung nicht nach Verlassen der letzten Achslast auftritt, sondern beispielweise durch den vorderen Triebkopf (z.B. IC) oder den mittleren Zugteil (möglich für den Thalys2) verursacht wird. Aus diesem Grund wird jeder einzelne Zugverbandteil oder Teillastenzug einzeln betrachtet und das Maximum aller Teillastenzüge der weiteren Berechnung zugrunde gelegt. Dies ist in Gl. 4-25 durch die Maximalwertbildung des Zugspektrums über  $N_p$  Teillastenzüge berücksichtigt, wobei  $N_p$  die Gesamtzahl der Achsen des betrachteten Zuges bezeichnet. Demzufolge sind beispielweise für den ICE2 mit 56 Achsen auch 56 Teillastenzüge mit entsprechend  $i = 1, 2, 3, \dots, 56$  Achslasten zu untersuchen, womit sich diese Betrachtung leider einer Handrechnung entzieht und sinnvollerweise mittels einer Tabellenkalkulations-Programmierung durchgeführt werden sollte. Das Spektrum des Zuges  $G(\lambda)$  hängt zusammenfassend im Wesentlichen nur noch von der Achslastkonfiguration, der Bauwerksdämpfung  $\zeta$  und der Hauptwellenlänge der Anregung  $\lambda$  ab, wobei letztere aufgrund der in Gl. 4-26 gezeigten Analogie zur Länge über Puffer ebenfalls ein charakteristisches Merkmal für den betrachteten Zug darstellt.

Ermittelt man für einen Zug mit dessen speziellen Achslastfolgen das Spektrum  $G(\lambda)$  für eine Dämpfung  $\zeta = 0\%$ , so spricht man von der *dynamischen Zugsignatur*, da in diesem Fall nur noch Zugeigenschaften (Achslasten, Achsanordnung) in die Betrachtung eingehen. Am Beispiel des ICE3 kann die dynamische Zugsignatur wie folgt dargestellt werden:

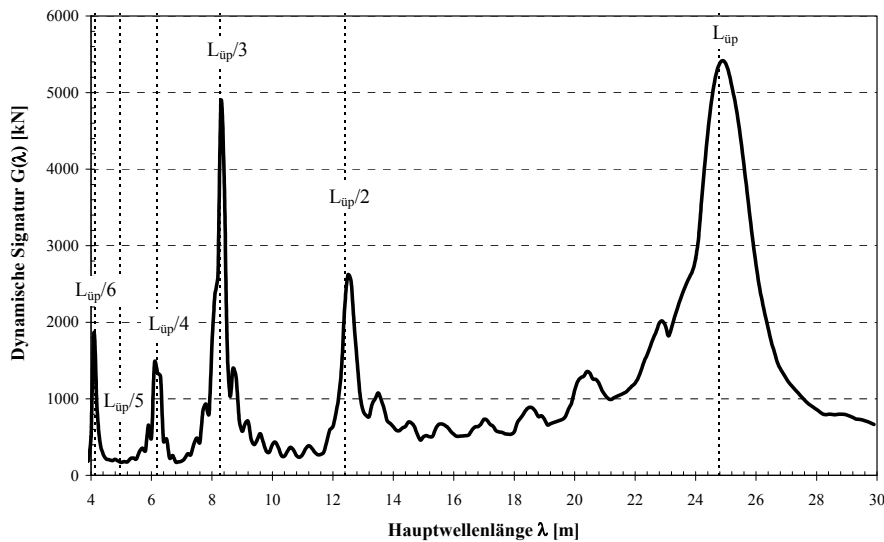


Abb. 4-36: Dynamische Signatur  $G(\lambda)$  des Betriebszugs ICE3

Die Belastungsimpulse der Radsätze erfolgen bei der Überfahrt mit der Geschwindigkeit  $v$  in einem zeitlichen Abstand  $\tau = \Delta x/v$ , wobei  $\Delta x$  den gegenseitigen Abstand der Achslasten bezeichnet. Entspricht  $\tau$  der Eigenperiode  $T_0 = 1/n_0$  des Überbaus, so kommt es zu einer dynamischen Amplifikation, die sich in der Zugsignatur durch deutlich ausgeprägte Maxima für die entsprechenden Werte von  $\Delta x = v/n_0 = \lambda$  bemerkbar machen. Dies gilt übrigens auch, wenn zwischen zwei Anregungen ein Vielfaches der Eigenperiode  $T_0$  verstreicht, also  $\tau = \Delta x/v = n \cdot T_0$ . Zusammenfassend gilt, dass die Maximalwerte der dynamischen Zugsignatur im Regelfall im Bereich der ganzzahligen Teiler der Länge über Puffer ( $\lambda = L_{\text{ü/p}}/i$ ) liegen und die maßgeblichen Periodizitäten im Zugverband beschreiben, welche eine erhöhte dynamische Tragwerksreaktion nach sich ziehen.

Die Größe der Spitzenwerte entspricht der Summe der Achslasten, die mit der jeweils betrachteten Periodizität (= Wellenlänge der Anregung  $\lambda$ ) im Zugverband auftreten. In Abhängigkeit der gegenseitigen Phasenbeziehung unterschiedlicher Achslasten gleicher Wellenlänge  $\lambda$  schwankt die Größe der Maximalwerte. Man kann also über  $G(\lambda)$  Rückschlüsse auf die „dynamische Aggressivität“ des betrachteten Zuges und damit gleichbedeutend auf die zu  $\lambda$  gehörende Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$  ziehen. So zeigt sich beispielsweise für den ICE3 bei  $\lambda = L_{\text{ü/p}}/5$  kein ausgeprägtes Maximum (siehe Abb. 4-36), was sich mit den Ergebnissen der dynamischen Tragwerksanalysen deckt, für die bei  $v_{\text{res},5}$  keine nennenswerten dynamischen Zuwächse ermittelt werden konnten. Aus der dynamischen Signatur des ICE3 lässt sich ebenfalls ableiten, dass die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},2}$  im Vergleich zu  $v_{\text{res},3}$  deutlich geringere Werte  $G(\lambda)$  erzielt. An dieser Stelle darf man jedoch nicht den Fehler begehen und  $v_{\text{res},2}$  zugunsten von  $v_{\text{res},3}$  vernachlässigen, da die Resonanzgeschwindigkeiten ihre Maximalwerte für unterschiedliche bezogene Stütz-

weiten annehmen (siehe Kapitel 4.5.2.2). Demnach kann  $v_{res,2}$  für Stützweiten, in denen  $v_{res,3}$  ein Minimum ausbildet, sehr wohl bemessungsrelevant werden.

#### 4.5.3.2 Auswahl maßgebender Betriebszüge

Das zuvor beschriebene Verfahren erlaubt einen direkten Vergleich von unterschiedlichen Zügen, ohne dass eine explizite dynamische Berechnung durchgeführt werden muss, da jeder individuelle Zug eine von den mechanischen Eigenschaften der Brücke unabhängige charakteristische Signatur besitzt. Wendet man dieses Verfahren auf die genannten deutschen Hochgeschwindigkeitsreisezüge an, so kann sehr übersichtlich eine Aussage über die Relevanz der unterschiedlichen Zugverbände getroffen werden:

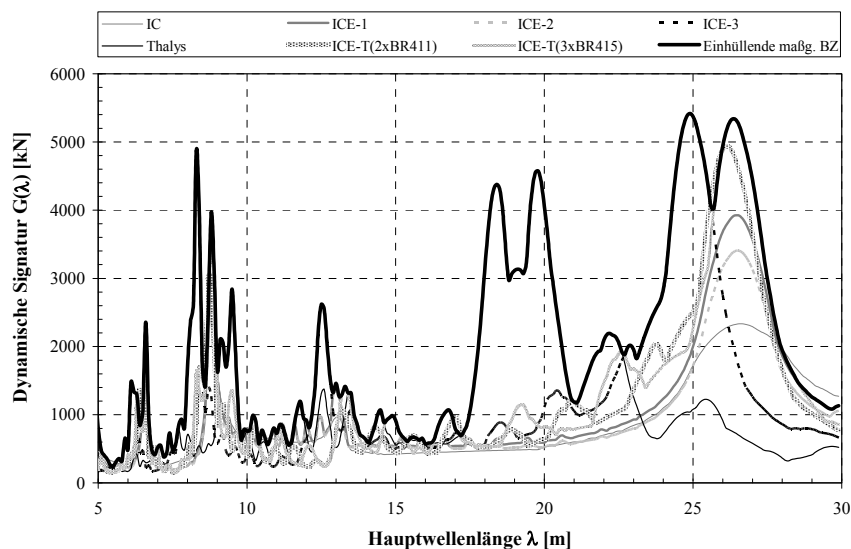


Abb. 4-37: Darstellung der dynamischen Zugsignaturen für im deutschen Streckennetz verkehrende Hochgeschwindigkeitszüge

Bei genauerer Betrachtung von Abb. 4-37 fällt auf, dass die Maximalwerte der Zugsignaturen im Wesentlichen von vier Betriebszügen gebildet werden, deren Einhüllende in der Abbildung zusätzlich nochmals hervorgehoben ist:

- ICE-1
- ICE-3
- ICE-T(3xBR415)
- Thalys2

Der ICE2 verläuft absolut parallel zum ICE1 bei geringfügig niedrigeren Funktionswerten  $G(\lambda)$ , was bei identischer Achskonfiguration auf die leichteren Radsatzkräfte der Reisezugwagen im mittleren Bereich zurückzuführen ist ( $P_1 = 112\text{kN}$  statt  $P_1 = 130\text{kN}$ ). Eine Betrachtung der dynamischen Wirkung des ICE2 kann also immer auf der sicheren Seite



liegend durch den ICE1 ersetzt werden. Der IC muss ebenfalls im Vergleich zu den übrigen vier Zügen nicht berücksichtigt werden, da dieser mit nur zehn Wagons deutlich kürzer als alle anderen Zuglastbilder ist. Obwohl der Triebkopf mit sechs Achsen à jeweils  $P_i = 195\text{kN}$  zu vergleichsweise hohen statischen Biegemomenten führt, weist der IC aufgrund der wenigen Belastungsimpulse wesentlich kleinere dynamische Vergrößerungen auf. Eine dynamische Berechnung des ICE1 liegt auch hier für alle relevanten Fälle auf der sicheren Seite und kann bei gleicher Länge über Puffer ( $L_{\text{üp}} = 26,4\text{m}$ ) vereinfachend anstelle des IC verwendet werden. Der ICE-T(2xBR411) ist in Teilen identisch zur Achsanordnung des ICE-T(3xBR415), was sich auch in einer sehr ähnlichen Zugsignatur ausdrückt. Im überwiegenden Wertebereich von  $\lambda$  weist der ICE-T(3xBR415) jedoch geringfügig größere Werte  $G(\lambda)$  auf, so dass dieser bei dynamischen Berechnungen ohne große Abweichungen auch für den ICE-T(2xBR411) verwendet werden kann.

Durch diese Betrachtung konnte die Anzahl der in Deutschland relevanten Züge von sieben auf vier Zugverbände reduziert werden, für die im Folgenden eine den Hochgeschwindigkeitslastbildern HSLM-A ähnliche, jedoch leicht abgewandelte Darstellung der dynamischen Biegemomente in Feldmitte aufbereitet wird.

### 4.5.3.3 Maximale statische Biegemomente

Wie schon für die Typenzüge HSLM-A ist zur Berechnung des maximalen dynamischen Biegemoments in Feldmitte der statische Referenzwert des jeweils betrachteten Zuglastbildes notwendig. Die Approximation des maximalen statischen Biegemoments der Betriebszüge ICE1, ICE3, ICE-T(3xBR415) und Thalys2 kann in Analogie zu Gl. 4-17 über folgende vereinfachte Beziehung erfolgen:

$$M_{\text{stat},k} = \frac{P_k \cdot L}{4} \cdot \alpha_{L,k} \quad \text{Gl. 4-27}$$

Die notwendigen Anpassungsfaktoren  $\alpha_{L,k}$ , welche durch eine Regressionsanalyse bestimmt wurden, sind in den folgenden Tabellen jeweils bis zu einer bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}} = 2,5$  vertafelt.

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

Tabelle 4-6: Anpassungsfaktor  $\alpha_L$  des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat}$  für den ICE-1

$P_{ICE1}$ [kN]	Stützweite $L$ [m]	Anpassungsfaktor $\alpha_{L,ICE1}$ [-]
195	$L \leq 6\text{m}$	$\alpha_L = 1,0$
	$6\text{m} < L \leq 24\text{m}$	$\alpha_L = 1,83 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)^3 - 4,486 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)^2 + 5,258 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)$
	$24\text{m} < L \leq 53\text{m}$	$\alpha_L = 5,325 - \frac{2,643}{(L/L_{\ddot{u}p})}$
	$53\text{m} < L \leq 66\text{m}$	$\alpha_L = 6,821 - \frac{5,673}{(L/L_{\ddot{u}p})}$

Tabelle 4-7: Anpassungsfaktor  $\alpha_L$  des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat}$  für den ICE-3

$P_{ICE3}$ [kN]	Stützweite $L$ [m]	Anpassungsfaktor $\alpha_{L,ICE3}$ [-]
150	$L \leq 5\text{m}$	$\alpha_L = 1,146$
	$5\text{m} < L \leq 16\text{m}$	$\alpha_L = 9,324 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)^3 - 12,51 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)^2 + 7,931 \cdot \left(\frac{L}{L_{\ddot{u}p}}\right)$
	$16\text{m} < L \leq 37\text{m}$	$\alpha_L = 4,431 - \frac{1,336}{(L/L_{\ddot{u}p})}$
	$37\text{m} < L \leq 50\text{m}$	$\alpha_L = 7,058 - \frac{5,353}{(L/L_{\ddot{u}p})}$
	$50\text{m} < L \leq 62\text{m}$	$\alpha_L = 10,59 - \frac{12,48}{(L/L_{\ddot{u}p})}$

#### 4 Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten

Tabelle 4-8: Anpassungsfaktor  $\alpha_L$  des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat}$  für den ICE-T(3xBR415)

$P_{ICE-T}$ [kN]	Stützweite $L$ [m]	Anpassungsfaktor $\alpha_{L,ICE-T}$ [-]
150	$L \leq 5m$	$\alpha_L = 1,032$
	$5m < L \leq 14m$	$\alpha_L = 2,516 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^3 - 5,264 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^2 + 5,955 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)$
	$14m < L \leq 39m$	$\alpha_L = 4,021 - \frac{1,06}{(L/L_{\text{üp}})}$
	$39m < L \leq 55m$	$\alpha_L = 0,7903 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^3 - 3,161 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^2 + 5,183 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)$
	$55m < L \leq 65m$	$\alpha_L = 10,36 - \frac{12,92}{(L/L_{\text{üp}})}$

Tabelle 4-9: Anpassungsfaktor  $\alpha_L$  des maximalen statischen Biegemoments  $M_{stat}$  für den Thalys2

$P_{Thal}$ [kN]	Stützweite $L$ [m]	Anpassungsfaktor $\alpha_{L,Thal}$ [-]
170	$L \leq 6m$	$\alpha_L = 1,0$
	$6m < L \leq 12m$	$\alpha_L = 2,945 - \frac{0,6419}{(L/L_{\text{üp}})}$
	$12m < L \leq 29m$	$\alpha_L = 4,01 - \frac{1,34}{(L/L_{\text{üp}})}$
	$29m < L \leq 48m$	$\alpha_L = 0,1712 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^3 - 1,053 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)^2 + 3,255 \cdot \left(\frac{L}{L_{\text{üp}}}\right)$

#### 4.5.3.4 Dynamischer Zuwachs

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der dynamischen Tragwerksanalysen für die zuvor ausgewählten Betriebszüge ICE1, ICE3, ICE-T(3xBR415) und Thalys2 in grafischer Form aufbereitet.

Ein wesentlicher Grund bei der Einführung der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  für die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A war die Notwendigkeit, dass einer Berechnung in jedem Fall alle zehn Typenzüge zugrunde zu legen sind. Ist die Interoperabilität nicht nachzuweisen, so können auch einzelne Betriebszüge für die dynamische Tragwerksanalyse ausgewählt werden. Die Einführung eines Referenzzuges und der Bezug aller anderen Betriebszüge darauf macht vor diesem Hintergrund nur wenig Sinn. Im Weiteren wird deshalb für die Betriebszüge als Kenngröße der dynamische Zuwachs  $\phi'$  verwendet, wobei alle für den betrachteten Betriebszug wesentlichen Resonanzgeschwindigkeiten in einer Darstellung zusammengefügt werden (siehe z.B. Abb. 4-38).

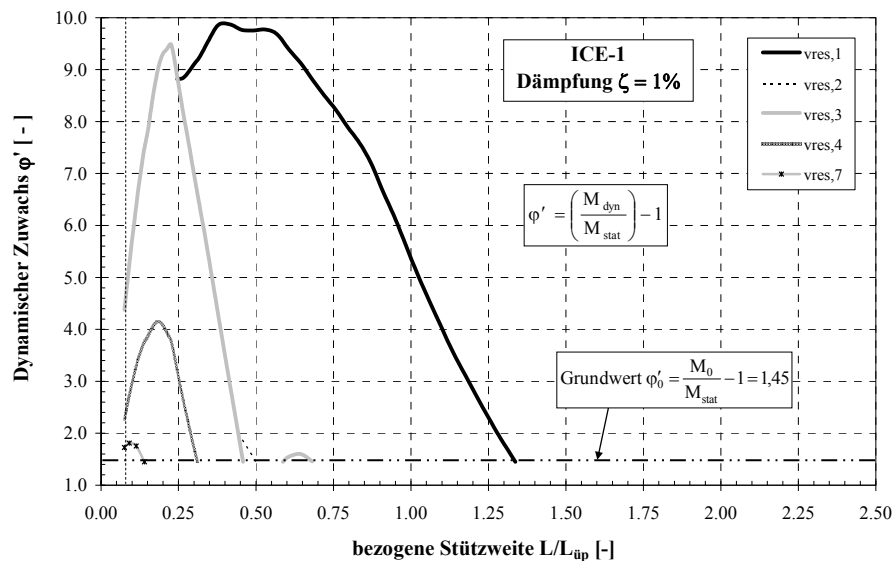


Abb. 4-38: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-1 (Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Diese Art der Ergebnisauftragung macht es weiterhin möglich, für die Bemessung irrelevante Fälle zu eliminieren. So kann beispielsweise in Abb. 4-38 für bezogene Stützweiten  $L/L_{\text{up}} < 0,25$  auf eine Darstellung der Ergebnisse für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  verzichtet werden, da  $v_{\text{res},3}$  höhere dynamische Zuwächse liefert und bei einer geringeren Zuggeschwindigkeit erreicht wird. Die Ergebnisse zeigen zudem eine vernachlässigbare dynamische Wirkung für  $v = v_{\text{res},2}$ . Für Bauwerksdämpfungen  $\zeta > 1\%$ , insbesondere bei kurzen Stützweiten, sind für den ICE1 lediglich die Zuggeschwindigkeiten  $v_{\text{res},1}$ ,  $v_{\text{res},3}$  und  $v_{\text{res},4}$  von Interesse. Analog der Vorgehensweise bei den Typenzügen enthält das vorliegende Kapitel graphische Darstellungen für eine Referenz-Dämpfung  $\zeta = 1\%$ . Informati-

onen zum dynamischen Zuwachs  $\phi'$  der Betriebszüge für die drei nach Ril 804 (2003) definierten Brückenbauarten Stahl- und Verbundbrücken, Spannbetonbrücken und Stahlbeton- bzw. WIB-Brücken unter Berücksichtigung der zugehörigen Dämpfungswerte  $\zeta = \zeta(L)$  sind in gleicher Darstellungsform in Anhang C zu finden. Die Ermittlung des für die Bemessung relevanten Biegemoments  $M_{\text{dyn},k}$  kann durch Umstellung der Definition des dynamischen Zuwachses wie folgt vorgenommen werden:

$$M_{\text{dyn},k} = (1 + \phi'_k) \cdot M_{\text{stat},k} \quad \text{Gl. 4-28}$$

Die Festlegung des dargestellten Grundwerts  $\phi'_0$  orientiert sich wie schon bei den Typenzügen an der näherungsweisen Abdeckung des 0,75-fachen statischen Bemessungslastbildes UIC 71.

Der dynamische Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE3 kann Abb. 4-39 entnommen werden. Erhöhte dynamische Brückenbeanspruchungen sind in diesem Fall für die Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},1}$  bis  $v_{\text{res},4}$  zu beobachten.

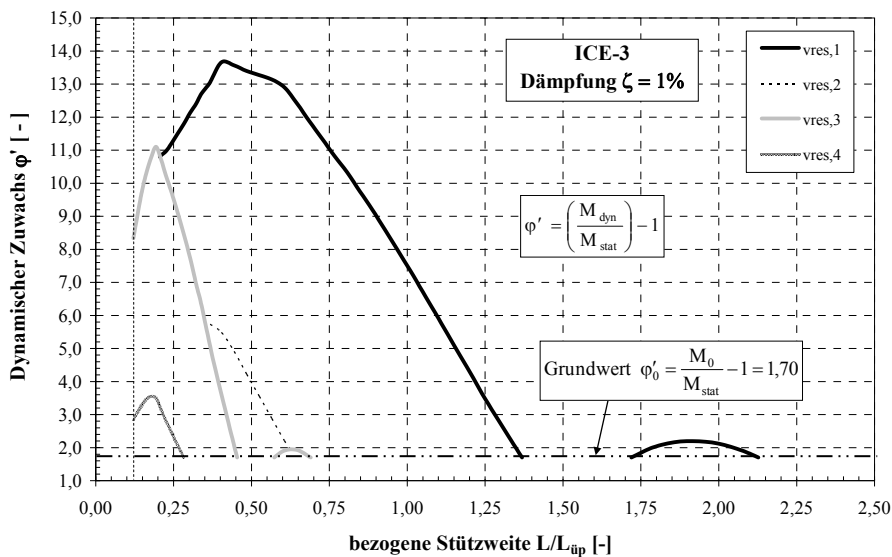


Abb. 4-39: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-3 (Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Die dynamische Signatur des Thalys2 weist zusätzlich zu den erwarteten Spitzenwerten bei  $\lambda = L_{\text{üp}}/i$  weitere Maxima zwischen  $v_{\text{res},1}$  und  $v_{\text{res},3}$  auf, die für bestimmte bezogene Stützweiten zu relevanten dynamischen Biegemomenten führen (siehe Abb. 4-40 links). Zudem fällt auf, dass die Maximalwerte im Bereich von  $\lambda = L_{\text{üp}}$  und  $\lambda = L_{\text{üp}}/2$  als „Doppelspitzen“ auftreten. Dieses Phänomen beruht auf der Tatsache, dass der Thalys2 aus zwei gekoppelten Zugeinheiten mit einem Zwischenabstand der jeweils ersten Achslasten von etwa 9m besteht. Dies führt zur „Verstimmung“ einer angefachten Resonanzreaktion, da hiermit der vorherrschende periodische Abstand von  $L_{\text{üp}} = 18,7\text{m}$  unterbrochen wird

## 4.5 Dynamische Effekte am Beispiel des Biegemoments in Feldmitte

(siehe Abb. 4-40 rechts). Durch den Abstand der Zugeinheiten von  $\Delta x \approx 9\text{m} \approx L_{\text{ü}}/2$  wird eine annähernd gegenphasige Belastung erzeugt, wodurch die zweite Zugeinheit zunächst eine Reduktion der dynamischen Überbaureaktion verursacht. Diese geht erst allmählich wieder in eine zunehmende Resonanzreaktion über. Der Momenten-Zeitverlauf entspricht infolge der Kopplung der beiden Zugeinheiten qualitativ dem einer Schwebung. Für höhere Bauwerksdämpfungen ist es sogar möglich, dass der Maximalwert des dynamischen Biegemoments am Ende der ersten Zugeinheit auftritt und die zweite Zugeinheit diesen Spitzenwert nicht mehr erreicht.

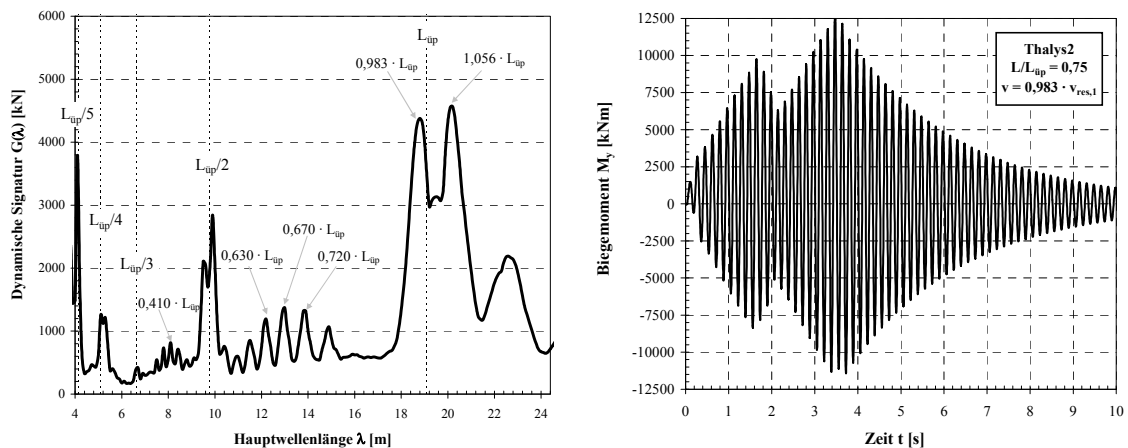


Abb. 4-40: Dynamische Signatur (links) und Momenten-Zeitverlauf (Schwebung) für den Betriebszug Thalys2 bei  $v = 0,983 \cdot v_{\text{res},1}$  (rechts)

Der dynamische Zuwachs des Thalys2 kann unter Berücksichtigung der zuvor in der Zugsignatur identifizierten kritischen Zuggeschwindigkeiten Abb. 4-41 entnommen werden.

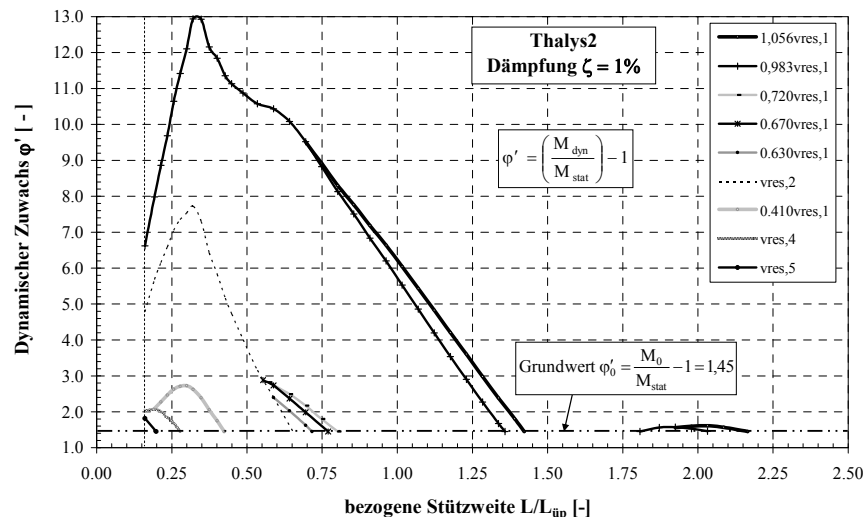


Abb. 4-41: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug Thalys2 (Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

Für den ICE-T(3xBR415) können dem Thalys2 ähnliche Anregungseigenschaften beobachtet werden. Auch hier zeigen sich zwischen  $v_{\text{res},1}$  und  $v_{\text{res},2}$  vier zusätzliche kritische

Zuggeschwindigkeiten, die je nach betrachteter Stützweite für die Bemessung relevant werden können. Der entsprechende Graph des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  ist in Abb. 4-42 dargestellt.

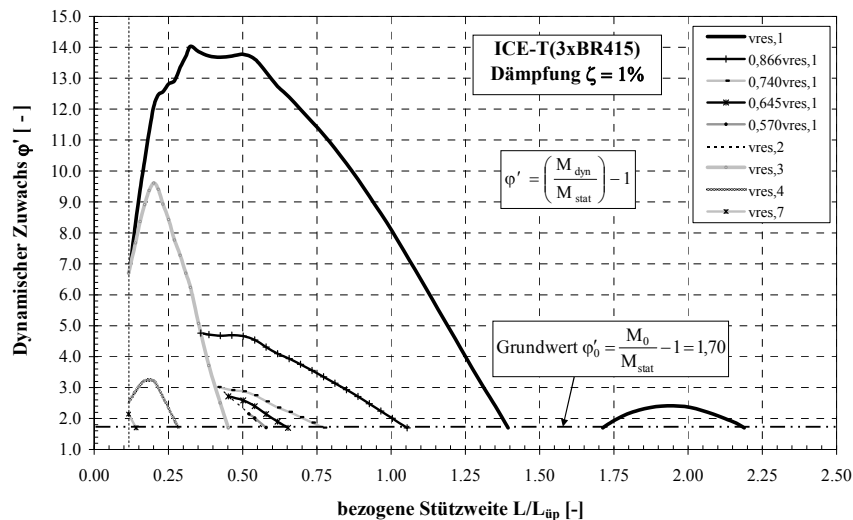


Abb. 4-42: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-T(3xBR415) (Dämpfung  $\zeta = 1\%$ )

### 4.5.4 Vergleich der Betriebszüge mit den Hochgeschwindigkeitslastbildern

Im Anschluss an die Betrachtung der deutschen Betriebszüge soll nun noch eine Gegenüberstellung mit den Ergebnissen der Modellzüge HSLM-A erfolgen, die wiederum sehr anschaulich mit Hilfe der dynamischen Zugsignaturen durchgeführt werden kann. Zu diesem Zweck sind in Abb. 4-43 jeweils die Einhüllende der Typenzüge und die Einhüllende der in Kapitel 4.5.3.2 ausgewählten Betriebszüge aufgetragen.

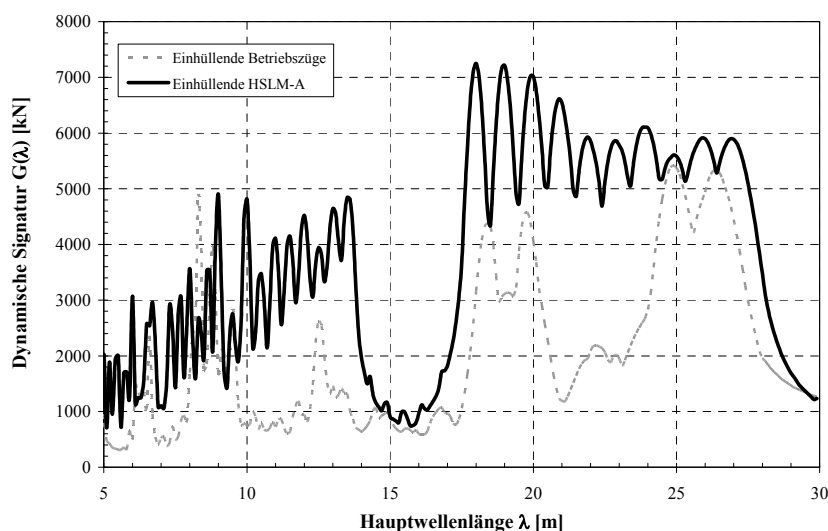


Abb. 4-43: Graphischer Vergleich der Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A mit den wichtigsten im deutschen Streckennetz verkehrenden Reisezügen

Man kann deutlich erkennen, dass die Einwirkungen der Typenzüge HSLM-A die entsprechenden Werte der Betriebszüge hinreichend genau abdecken. Der Bereich der Anregung mit Wellenlängen  $\lambda \geq 18\text{m}$  repräsentiert die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  mit den Spitzenwerten von Thalys2 ( $L_{\text{üp}} = 18,7\text{m}$ ), ICE3 ( $L_{\text{üp}} = 24,775\text{m}$ ) und ICE-T ( $L_{\text{üp}} = 25,9\text{m}$ ). Die deutlich erkennbare Lücke zwischen  $13,5\text{m} \leq \lambda \leq 18\text{m}$  trennt den Bereich der Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},1}$  und  $v_{\text{res},2}$  und lässt erkennen, dass kein europäischer Hochgeschwindigkeitszug derartige Wagonlängen aufweist. Einzige Ausnahme bildet hierbei der spanische Talgo mit einer Länge über Puffer von  $L_{\text{üp}} = 13,14\text{m}$ , der jedoch über den  $v_{\text{res},2}$ -Bereich der Typenzüge HSLM-A ausreichend abgedeckt ist.

Der Vergleich der beiden Einhüllenden zeigt lediglich eine Überschreitung der Typenzüge im Bereich von  $\lambda \approx 8,25\text{m}$ . Dieser Maximalwert ist dem ICE3 ( $L_{\text{üp}} = 24,775\text{m}$ ) bei  $L_{\text{üp}}/3$  zuzuordnen und führt dementsprechend bei der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},3}$  zu etwas größeren dynamischen Tragwerksreaktionen als die Kombination aller zehn Typenzüge. Diese Überschreitung dürfte jedoch nur in sehr wenigen Fällen Auswirkungen auf die Bemessung einer Eisenbahnbrücke haben, da bei  $\lambda = 9,0\text{m}$  bereits der Bereich der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},2}$  des Typenzuges A01 beginnt ( $\lambda = L_{\text{üp,A01}}/2 = 18\text{m}/2$ ), der Schnitt- und Verformungsgrößen in der gleichen Größenordnung wie der ICE3 hervorruft. In der praktischen Durchführung der dynamischen Berechnung bedeutet dies, dass die kritische Geschwindigkeit  $v_{\text{res},3}$  des ICE3 bei der 0,92-fachen Geschwindigkeit  $v_{\text{res},2}$  des Typenzuges HSLM-A01 auftritt  $[(^{24,775}/_3) / (^{18}/_2) = 0,92]$ . Ist nun die maximale Bemessungsgeschwindigkeit  $v_{\text{sup}}$  größer als  $v_{\text{res},2}$  des Zuges HSLM-A01, so ist diese ausschlaggebend für die Bemessung und deckt somit den Spitzenwert für  $v_{\text{res},3}$  des ICE3 ab. Lediglich bei einer maximal zu berücksichtigenden Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{res},3,\text{ICE3}} \leq v_{\text{sup}} \leq v_{\text{res},2,\text{A01}}$  führt die alleinige Betrachtung der Typenzüge zu einer Unterschätzung des ICE3, wobei die Überschreitungen der dynamischen Tragwerksreaktion  $< 25\%$  bleiben.

Zusammenfassend zeigt die Untersuchung eine hinreichende Abdeckung der Betriebszüge durch die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A, so dass bei deren Berücksichtigung von einer zusätzlichen Betrachtung einzelner Betriebszüge abgesehen werden kann. Dieses Ergebnis war im Übrigen das primäre Ziel bei der Entwicklung der Modellzüge HSLM-A durch den SVA ERRI D214, so dass für alle Strecken Europas einheitliche dynamische Lastbilder verwendet werden können.



## 4.6 Berücksichtigung beliebiger Bauwerksdämpfungen

### 4.6.1 Allgemeines

Sämtliche in Kapitel 4 dargestellten Simulationsergebnisse beruhen auf einer über alle Stützweiten einheitlichen Dämpfung  $\zeta = 1\%$ . Diese sollen nun auf beliebige Bauwerksdämpfungen erweitert werden. Somit wird eine unabhängige dynamische Beurteilung von Eisenbahnüberbauten ermöglicht, die nicht notwendigerweise auf den in Ril 804 (2003) vordefinierten Dämpfungen und den darauf aufbauenden in Anhang B enthaltenen  $V_{\text{dyn}}^*$ -Diagrammen beruht.

Die Auswirkungen unterschiedlicher Bauwerksdämpfungen sind analog zu den vielfältigen Einflussgrößen der dynamischen Analyse von Eisenbahnbrücken von mehreren Parametern abhängig:

- vom Abstimmungsverhältnis  $n_E/n_0$  und demnach indirekt
- von der betrachteten Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$
- vom Verhältnis  $L/L_{\text{üp}}$
- vom betrachteten Betriebszug bzw. Typenzug HSLM-A<sub>i</sub>

Damit ergeben sich im Vergleich zu einer harmonischen Anregung neben dem Abstimmungsverhältnis drei zusätzlich zu berücksichtigende Aspekte, die eine vereinfachte Approximation des Dämpfungseinflusses im Sinne einer dynamischen Vergrößerungsfunktion  $V_f$  nach Gl. 4-29 unmöglich macht.

$$V_f = \frac{Y_{\text{dyn}}}{Y_{\text{stat}}} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{n_E}{n_0}\right)^2\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{n_E}{n_0}\right)^2}} \quad \text{Gl. 4-29}$$

Bei näherer Betrachtung des Einflusses, der sich aus der Verwendung verschiedener Zuglastbilder ergibt, hat sich gezeigt, dass die Anzahl der Einwirkungsimpulse und somit die Wagonanzahl maßgeblich den zeitlichen Verlauf der Bauwerkreaktion unter veränderlicher Dämpfung bestimmen. Die in Abb. 4-44a und b dargestellten Zeitverläufe für eine Dämpfung  $\zeta = 0,5\%$  bzw.  $\zeta = 3,0\%$  unterscheiden sich sehr deutlich hinsichtlich der Ausbildung eines eingeschwungenen Zustandes. Für  $\zeta = 0,5\%$  ist mit jeder Drehgestellüberfahrt ein nahezu linearer Zuwachs der dynamischen Überbaureaktion verbunden, so dass durch die Anzahl der Drehgestellpaare der Maximalwert bestimmt wird. Mit zunehmender Dämpfung tendiert die dynamische Reaktion zur Ausbildung eines eingeschwungenen Zustands, d.h. in jeder Schwingperiode wird dem System durch die Bauwerksdämpfung

genauso viel Energie entzogen wie durch die äußere Einwirkung eingetragen wird. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass die absolute Anzahl der periodisch einwirkenden Achslastpaare ab einer bestimmten Dämpfung keine Rolle mehr spielt und weitere Wagons gleicher Achslast keine Erhöhung der dynamischen Reaktion mehr zur Folge haben.

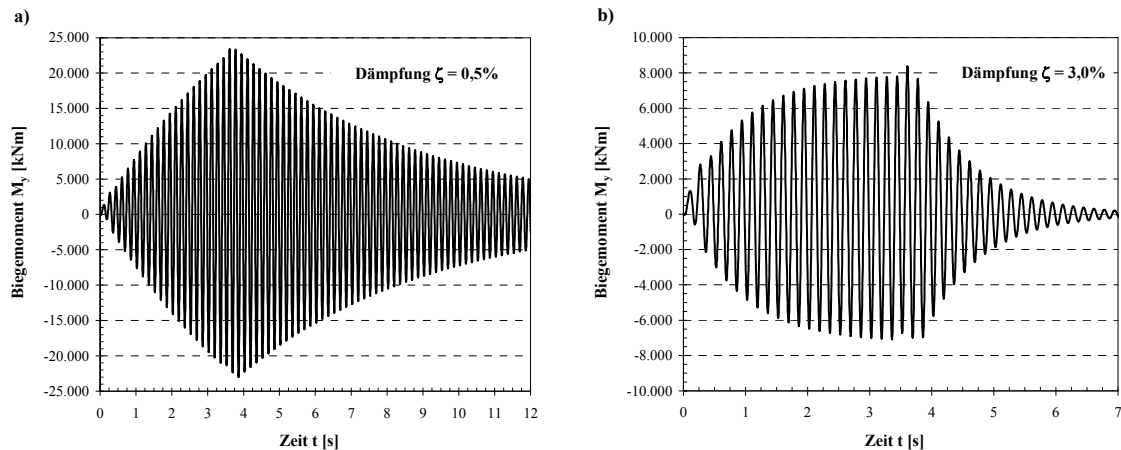


Abb. 4-44: Biegemomenten-Zeit-Verlauf bei unterschiedlichen Dämpfungen ( $L = 13\text{m}$ , HSLM-A01,  $v_{\text{res},1}$ )

Ist bei der Überfahrt mit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  noch eine verhältnismäßig große Dämpfung  $\zeta$  zur Ausbildung eines eingeschwungenen Zustandes erforderlich, so kann der zugehörige typische Zeitverlauf für Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  mit  $i > 1$  bereits bei deutlich niedrigeren Dämpfungswerten beobachtet werden. In dem in Abb. 4-45 gewählten Beispiel  $v = v_{\text{res},3}$  stört der überfahrende Zug bereits sehr stark die Brückenschwingung, indem die auf der Brücke befindlichen Achsen eine freie Überbau-schwingung nach oben behindern. Zusätzlich entstehen für  $v_{\text{res},3}$  zwischen jeder Anregung zwei Zwischenschwingungen, die aufgrund der vorhandenen Dämpfung  $\zeta$  ebenfalls zu einer Reduzierung der Amplituden führen. Nimmt man diese beiden Effekte zusammen, so ist bereits für  $\zeta = 0,5\%$  eine deutliche Tendenz hin zu einem konstanten Maximalwert der Schwingamplituden zu erkennen.

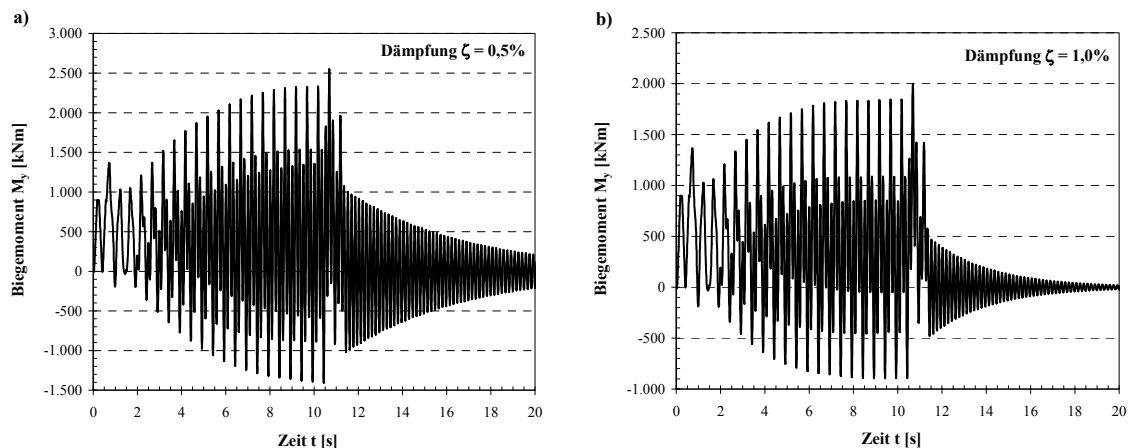


Abb. 4-45: Biegemomenten-Zeit-Verlauf bei unterschiedlichen Dämpfungen ( $L = 13\text{m}$ , HSLM-A01,  $v_{\text{res},3}$ )

Es ist zudem leicht verständlich, dass auch zwischen den unterschiedlichen Hochgeschwindigkeitslastbildern aufgrund der veränderlichen Wagonanzahl Unterschiede im Erreichen des eingeschwungenen Zustandes auftreten, die in Kombination mit den zuvor bereits beschriebenen Effekten eine für jeden Typenzug getrennte Betrachtung des Problems erforderlich macht.

### 4.6.2 Approximation des Dämpfungseinflusses

Trotz der vielschichtigen Eingangsgrößen zeigen jedoch alle Typenzüge bei Betrachtung der Dämpfungsvariation prinzipiell ein ähnliches Verhalten über die bezogene Stützweite  $L/L_{\text{üp}}$ , so dass eine Abschätzung der dynamischen Biegemomente  $M_{\text{dyn}}$  für abweichende Bauerwerksdämpfungen von  $\zeta = 1\%$  durch folgende analytische Beziehung beschrieben werden kann:

$$M_{\text{dyn}}(\zeta_j) = k_\zeta(\zeta_j) \cdot M_{\text{dyn}}(\zeta = 1\%) \quad \text{Gl. 4-30}$$

Der Dämpfungsbeiwert  $k_\zeta(\zeta_j)$  bezeichnet dabei einen Anpassungsfaktor der gewonnenen Ergebnisse für  $\zeta = 1\%$  auf die gewünschte Dämpfung  $\zeta_j$ . Die allgemeine Ansatzfunktion zur Beschreibung des Dämpfungsbeiwerts  $k_\zeta$  folgt dabei dem in Abb. 4-46 schematisch dargestellten Verlauf in Abhängigkeit der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}}$ :

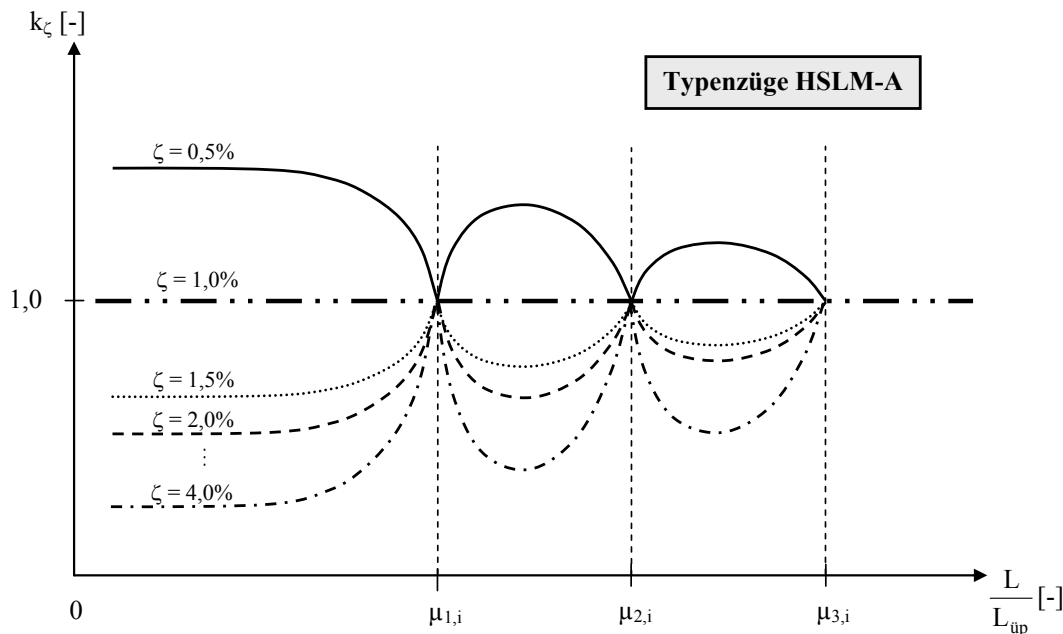


Abb. 4-46: Allgemeiner Verlauf des Beiwerts  $k_\zeta$  zur Erfassung unterschiedlicher Dämpfungen

Der Beiwert  $k_\zeta$  stellt demnach für Dämpfungen  $\zeta < 1\%$  einen Erhöhungsfaktor ( $k_\zeta > 1$ ) und für Dämpfungen  $\zeta > 1\%$  einen Reduktionsfaktor ( $k_\zeta < 1$ ) der maximalen dynami-

schen Biegemomente für  $\zeta = 1\%$  dar. Die Größe des Dämpfungsbeiwerts orientiert sich dabei an den in Kapitel 4.5.2.2 erarbeiteten Extremwerten des dynamischen Zuwachses  $\varphi'$ . Im Bereich der Minima der dynamischen Tragwerksreaktion ( $\mu_{m,i} = (L/L_{\text{üp}})_{\text{min}}$ , siehe Gl. 4-19) hat die Bauwerksdämpfung nahezu keinen Einfluss auf das Ergebnis der dynamischen Schnittgrößen, da das dynamische Biegemoment  $M_{\text{dyn}}$  ungefähr dem statischen Vergleichswert  $M_{\text{stat}}$  entspricht. Im Bereich des zweiten und dritten Maximums des dynamischen Zuwachses  $\varphi'$  verhält sich die Funktion des Dämpfungsbeiwerts  $k_{\zeta}$  vollkommen affin zum Verlauf von  $\varphi'$  (vgl. Abb. 4-46 mit Abb. 4-30). Für das erste Maximum stellt sich mit abnehmender Stützweite eine für die jeweilige Dämpfung und den Typenzug HSLM-A charakteristische Konstante ein.

Die Ableitung einer einfachen, alle Einflüsse umfassenden analytischen Beschreibung führte zu keinem zufriedenstellenden Ergebnis, so dass das Problem in zwei aufeinander folgende Schritte untergliedert wurde. Der erste Schritt umfasst dabei die analytische Formulierung der in Abb. 4-46 dargestellten Ansatzfunktion für eine Referenzdämpfung  $\zeta_{\text{ref}}$ , getrennt für die jeweiligen Bereiche der bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}}$ :

$$(1) \quad \text{für } L/L_{\text{üp}} < \mu_{1,i}$$

$$k_{\zeta}(\zeta_{\text{ref}}) = \frac{k_1}{\sqrt{1 - \left(\frac{L}{\mu_{1,i} \cdot L_{\text{üp}}}\right)^{k_3} + \left(\frac{k_4 \cdot L}{\mu_{1,i} \cdot L_{\text{üp}}}\right)^2}} + k_2 \quad \text{Gl. 4-31}$$

$$(2) \quad \text{für } \mu_{1,i} \leq L/L_{\text{üp}} \leq \mu_{2,i}$$

$$k_{\zeta}(\zeta_{\text{ref}}) = \left[ 1 + k_5 \cdot \left( \left( \frac{\mu_{2,i} - \mu_{1,i}}{2} \right)^2 - \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} - \frac{\mu_{2,i} + \mu_{1,i}}{2} \right)^2 \right)^{k_7} \right] \cdot \left( k_6 \cdot \sin \frac{2\pi \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} - \mu_{1,i} \right)}{\mu_{2,i} - \mu_{1,i}} + 1 \right) \quad \text{Gl. 4-32}$$

$$(3) \quad \text{für } \mu_{2,i} \leq L/L_{\text{üp}} \leq \mu_{3,i}$$

$$k_{\zeta}(\zeta_{\text{ref}}) = \left[ 1 + k_5 \cdot \left( \left( \frac{\mu_{3,i} - \mu_{2,i}}{2} \right)^2 - \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} - \frac{\mu_{3,i} + \mu_{2,i}}{2} \right)^2 \right)^{k_7} \right] \cdot \left( k_6 \cdot \sin \frac{2\pi \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} - \mu_{2,i} \right)}{\mu_{3,i} - \mu_{2,i}} + 1 \right) \quad \text{Gl. 4-33}$$

#### 4 Dynamische Berechnungen zur Simulation von Zugüberfahrten

Die zur Ermittlung des Dämpfungsbeiwerts  $k_\zeta$  notwendigen Parameter  $k_1$  bis  $k_7$  sind auf Basis einer Regressionsanalyse ermittelt worden und können in Abhängigkeit der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i}$  sowie der Typenzüge A01 bis A10 Anhang D entnommen werden. Zur Verdeutlichung enthält Tabelle 4-10 die erforderlichen Werte für  $v_{\text{res},1}$  und bezogene Stützweiten  $L/L_{\text{üp}} \leq \mu_{2,1}$ , d.h. bis zum zweiten Minimum der dynamischen Tragwerksreaktion.

Tabelle 4-10: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$ )

$V_{\text{res},1}$	$L/L_{\text{ü p}} \leq \mu_{1,1} = 1,5$					$1,5 = \mu_{1,1} \leq L/L_{\text{ü p}} \leq \mu_{2,1} = 2,5$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$k_3$	$k_4$	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$k_7$
	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$			$k_5$	$k_6$	$k_5$	$k_6$	
A01	-0,1525	1,483	0,2944	0,05461	3	0,32	0,4823	0,01695	-0,9881	-0,07812	0,50
A02	-0,1440	1,456	0,3126	0,04289			0,4384	0,01712	-0,9264	-0,07569	
A03	-0,1293	1,418	0,2770	0,09734			0,4290	0,01622	-0,9402	-0,07214	
A04	-0,1222	1,392	0,2847	0,1003			0,4591	0,01553	-1,049	-0,06954	0,60
A05	-0,1145	1,368	0,2760	0,1257			0,4352	0,01424	-1,037	-0,06568	
A06	-0,1121	1,350	0,2916	0,1236			0,3983	0,01361	-0,9928	-0,06408	
A07	-0,1094	1,345	0,2652	0,1554			0,3942	0,0141	-0,9857	-0,06412	
A08	-0,1080	1,328	0,2680	0,1687			0,3553	0,01368	-0,9321	-0,06431	
A09	-0,0953	1,298	0,2675	0,1878			0,3269	0,01381	-0,8918	-0,06266	
A10	-0,0979	1,298	0,2607	0,1976			0,3211	0,01351	-0,8850	-0,06231	

Die Ermittlung der Regressionsparameter in Tabelle 4-10 wurde für die beiden Referenzdämpfungen  $\zeta_{\text{ref}} = 0,5\%$  und  $\zeta_{\text{ref}} = 4,0\%$  durchgeführt, da diese den Bereich praxisrelevanter Brückendämpfungen begrenzen.

In einem zweiten Schritt kann der Dämpfungsbeiwert  $k_\zeta$  für eine beliebige Dämpfung  $\zeta_j$  auf Grundlage der zuvor ermittelten Beiwerte  $k_\zeta(\zeta=0,5\%) = k_{0,5\%}$  und  $k_\zeta(\zeta=4,0\%) = k_{4,0\%}$  berechnet werden. Dabei macht man es sich zunutze, dass die Funktion des Dämpfungsbeiwerts für sämtliche Fälle, d.h. unabhängig von Typenzug oder bezogener Stützweite, einen prinzipiellen Verlauf nach Abb. 4-47 aufweist. Dieser Verlauf kann durch eine gebrochen rationale Funktion mit drei Parametern beschrieben werden, welche durch die beiden Beiwerte  $k_\zeta$  der Referenzdämpfungen und den Basiswert  $k_\zeta = 1$  für  $\zeta = 1\%$  definiert sind. Für eine beliebige Dämpfung  $\zeta_j$  innerhalb der Grenzen  $0,5\% \leq \zeta_j \leq 4,0\%$  gilt:

$$k_{\zeta}(\zeta_j) = \frac{p_1 \cdot \zeta_j + p_2}{\zeta_j + q_1} \quad \text{Gl. 4-34}$$

Die Parameter  $p_1$ ,  $p_2$  und  $q_1$  sind dabei wie folgt zu ermitteln:

$$p_1 = \frac{3,5 \cdot k_{0,5\%} \cdot k_{4,0\%} - 3,0 \cdot k_{4,0\%} - 0,5 \cdot k_{0,5\%}}{3,0 \cdot k_{0,5\%} + 0,5 \cdot k_{4,0\%} - 3,5} \quad \text{Gl. 4-35a}$$

$$p_2 = p_1 \cdot \frac{0,5 - k_{0,5\%}}{k_{0,5\%} - 1} + \frac{0,5 \cdot k_{0,5\%}}{k_{0,5\%} - 1} \quad \text{Gl. 4-35b}$$

$$q_1 = p_1 + p_2 - 1 \quad \text{Gl. 4-35c}$$

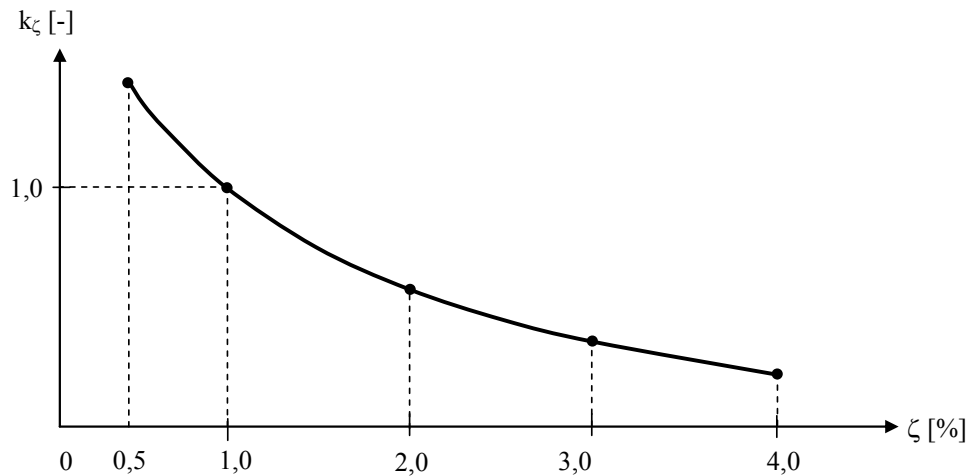


Abb. 4-47: Allgemeiner Verlauf des Beiwerts  $k_{\zeta}$  zur Erfassung unterschiedlichen Dämpfungen

Im Bereich der Maxima der dynamischen Tragwerksreaktion approximiert die vorgeschlagene Vorgehensweise die „exakten“ Berechnungsergebnisse mit Abweichungen bis maximal  $\pm 3\%$ . In der Nähe der minimalen Tragwerksreaktionen  $\mu_{m,i}$  nimmt die Krümmung der rationalen Funktion stark ab und wird im Grenzfall  $L/L_{\text{up}} = \mu_{m,i}$  eine horizontale Gerade. Das bedeutet, dass für diesen Fall die Dämpfung keinen Einfluss auf den Maximalwert der dynamischen Berechnung besitzt. Mechanisch begründet sich dieser Effekt in der Tatsache, dass der Zeitverlauf der dynamischen Überbaureaktion lediglich durch das Auffahren der schwereren Triebfahrzeuge am Anfang und am Ende des Zuges und der daraus resultierenden Impulsreaktion gekennzeichnet ist (siehe z.B. Abb. 4-29b). Die Auswirkungen dieser Belastungsimpulse ähneln denen einer stoßartigen Einwirkung (z.B. Anprall), für die der Einfluss der Bauwerksdämpfung unter Beachtung der baupraktisch niedrigen Dämpfungswerte erfahrungsgemäß gering ist.

### 4.6.3 Beispiel

Die Vorgehensweise zur Berücksichtigung einer beliebigen Dämpfung soll nun im Folgenden anhand eines einfachen Beispiels verdeutlicht werden. Dabei werden die Randbedingungen gerade so gewählt, dass die Dämpfung den Vorgaben der Ril 804 (2003) entspricht und demnach ein Vergleich zur Vorgehensweise mit Hilfe der in Anhang B enthaltenen bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  möglich ist.

#### *Eingangsgrößen der Berechnung:*

- Eisenbahnüberbau in Spannbetonbauweise
- Stützweite  $L = 21\text{m}$
- Typenzug HSLM-A03 ( $L_{\text{üp}} = 20\text{m}$ )  $\rightarrow L/L_{\text{üp}} = 1,05$
- Dämpfung  $\zeta = 1,225\%$
- Überfahrt mit Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$

#### *Berechnungsergebnisse für eine Dämpfung $\zeta = 1\%$ :*

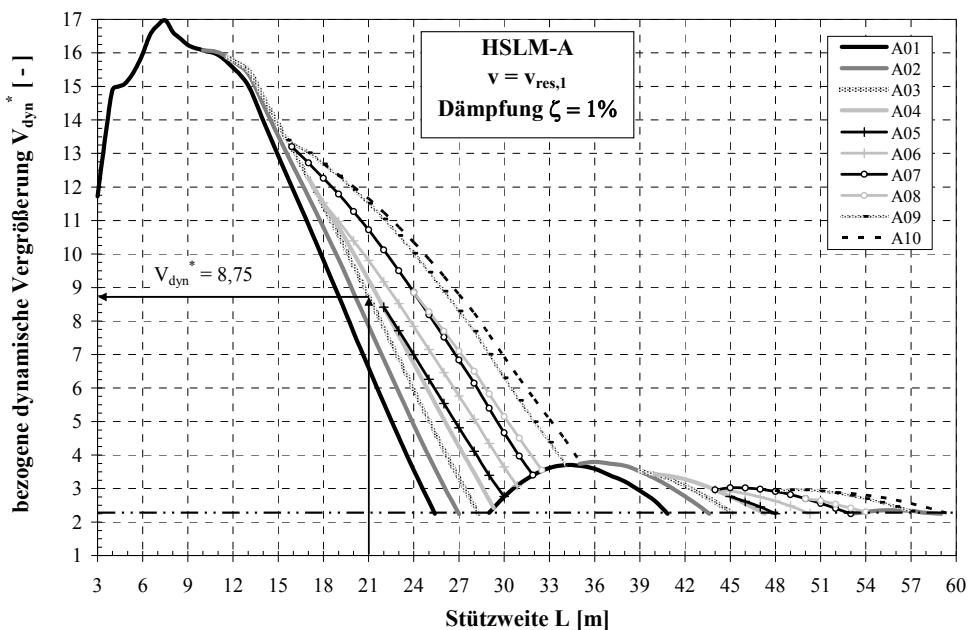


Abb. 4-48: Ablesung der bezogenen dynamischen Vergrößerung für den Typenzug HSLM-A03 bei einer Bauwerksdämpfung  $\zeta = 1\%$

- bezogene dynamische Vergrößerung ( $\zeta = 1\%$ ):  $V_{\text{dyn}}^* = 8,75$  (abgelesen)
- statisches Biegemoment in Feldmitte für den Typenzug HSLM-A01:

$$\begin{aligned} M_{\text{stat},A01} &= \frac{P_{A01} \cdot L}{4} \cdot \alpha_L \\ &= \frac{P_{A01} \cdot L}{4} \cdot \left[ 0,5545 \cdot \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} \right)^3 - 2,51 \cdot \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} \right)^2 + 4,605 \cdot \left( \frac{L}{L_{\text{üp}}} \right) \right] \\ &= \frac{170 \text{ kN} \cdot 21 \text{ m}}{4} \cdot \left[ 0,5545 \cdot \left( \frac{21}{18} \right)^3 - 2,51 \cdot \left( \frac{21}{18} \right)^2 + 4,605 \cdot \left( \frac{21}{18} \right) \right] \\ &= 2532 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Dynamisches Biegemoment in Feldmitte für den Typenzug HSLM-A03 ( $\zeta = 1\%$ ):

$$M_{\text{dyn},A03} = V_{\text{dyn},A03}^* \cdot M_{\text{stat},A01} = 8,75 \cdot 2532 \text{ kNm} = \underline{\underline{22.155 \text{ kNm}}}$$

#### Übertragung der Ergebnisse auf eine Dämpfung $\zeta = 1,225\%$ :

- $\frac{L}{L_{\text{üp}}} = 1,05 < \mu_{1,1} = \frac{2 \cdot 1 + 1}{2 \cdot 1} = 1,5 \rightarrow$  Verwendung von Gl. 4-31

- Dämpfungsbeiwert für die Referenzdämpfung  $\zeta = 0,5\%$

$$\begin{aligned} k_{\zeta}(0,5\%) &= \frac{k_1}{\sqrt{1 - \left( \frac{L}{\mu_{1,1} \cdot L_{\text{üp}}} \right)^{k_3} + \left( \frac{k_4 \cdot L}{\mu_{1,1} \cdot L_{\text{üp}}} \right)^2}} + k_2 \\ &= \frac{-0,1293}{\sqrt{1 - \left( \frac{21}{1,5 \cdot 20} \right)^3 + \left( \frac{0,32 \cdot 21}{1,5 \cdot 20} \right)^2}} + 1,418 = \underline{\underline{1,264}} \end{aligned}$$

- Dämpfungsbeiwert für die Referenzdämpfung  $\zeta = 4,0\%$

$$k_{\zeta}(4,0\%) = \frac{0,2770}{\sqrt{1 - \left( \frac{21}{1,5 \cdot 20} \right)^3 + \left( \frac{0,32 \cdot 21}{1,5 \cdot 20} \right)^2}} + 0,09734 = \underline{\underline{0,427}}$$



- Dämpfungsbeiwert für die gesuchte Dämpfung  $\zeta = 1,225\%$

$$p_1 = \frac{3,5 \cdot 1,264 \cdot 0,427 - 3,0 \cdot 0,427 - 0,5 \cdot 1,264}{3,0 \cdot 1,264 + 0,5 \cdot 0,427 - 3,5} = -0,04738$$

$$p_2 = -0,04738 \cdot \frac{0,5 - 1,264}{1,264 - 1} + \frac{0,5 \cdot 1,264}{1,264 - 1} = 2,531$$

$$q_1 = -0,0474 + 2,531 - 1 = 1,4836$$

$$k_\zeta(1,225\%) = \frac{p_1 \cdot \zeta_j + p_2}{\zeta_j + q_1} = \frac{-0,0474 \cdot 1,225 + 2,531}{1,225 + 1,4836} = \underline{\underline{0,913}}$$

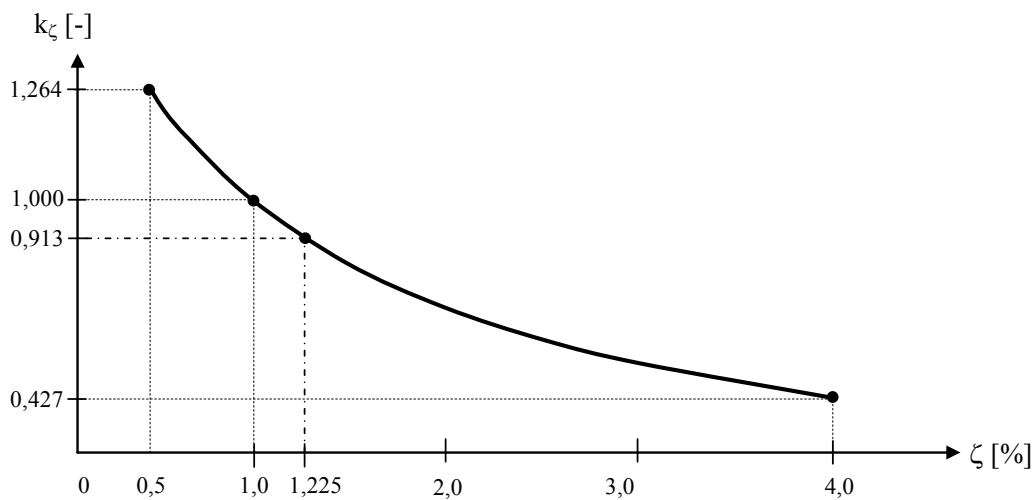


Abb. 4-49: Zusammenfassung der Ergebnisse zur Approximation des Dämpfungsbeiwerts  $k_\zeta$  ( $L = 21m$ , HSLM-A03,  $v_{res,1}$ )

- Dynamisches Biegemoment in Feldmitte für HSLM-A03 ( $\zeta = 1,225\%$ ):

$$\begin{aligned} M_{\text{dyn}}(1,225\%) &= k_\zeta(1,225\%) \cdot M_{\text{dyn}}(\zeta = 1\%) \\ &= 0,913 \cdot 22.155 \text{ kNm} \\ &= \underline{\underline{20.228 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$

**Vergleich mit  $V_{dyn}^*$ -Diagramm aus Anhang B für Spannbetonbrücken:**

- Bezogene dynamische Vergrößerung :  $V_{dyn}^* = 7,95$  (abgelesen)
- Dynamisches Biegemoment in Feldmitte für den Typenzug HSLM-A03:

$$M_{dyn,A03,SPB} = V_{dyn}^* \cdot M_{stat,A01} = 7,95 \cdot 2532 \text{ kNm} = \underline{\underline{20.129 \text{ kNm}}}$$

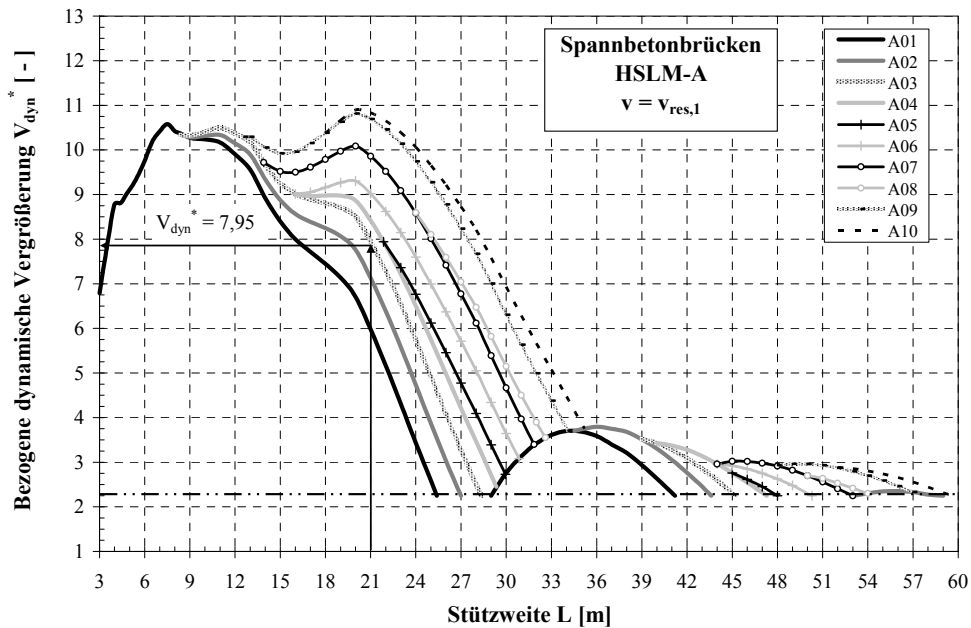


Abb. 4-50: Ablesung der bezogenen dynamischen Vergrößerung einer Spannbetonbrücke für den Typenzug HSLM-A03 ( $L = 21\text{m}$ , zugehörige Dämpfung  $\zeta = 1,225\%$ )

Die beispielhafte Berechnung zeigt, dass die beiden Verfahren (nahezu) übereinstimmende Ergebnisse liefern. Bei Verwendung der Dämpfungen nach Ril 804 (2003) empfiehlt sich jedoch aufgrund des zügigeren Berechnungsablaufes die direkte Verwendung der  $V_{dyn}^*$ -Diagramme aus Anhang B. Die Möglichkeit einer Anpassung der Dämpfung kann jedoch im Einzelfall bei bestehenden Brückenbauwerken sehr hilfreich sein, wenn aus Schwingungsmessungen Dämpfungsmaße bekannt sind und für eine Modifikation des Berechnungsmodells verwendet werden sollen.

## 4.7 Beziehung zwischen Biegemoment und anderen Antwortgrößen

### 4.7.1 Allgemeines

Der Fokus der in dieser Arbeit durchgeführten Simulationsrechnungen lag auf der Ermittlung maximaler dynamischer Biegemomente in Feldmitte des einfeldrigen Eisenbahnüberbaus. Dies geschah in Anlehnung an die Vorgehensweise zur Herleitung des Lastbildes UIC 71 (siehe Kapitel 2.3.2.1) und hat den Vorteil, dass sämtliche Berechnungsergebnisse übersichtlich in Relation zum Lastbild UIC 71 dargestellt und dementsprechend interpretiert werden können. Im vorliegenden Abschnitt werden nun Approximationsgleichungen angegeben, die für eine Übertragung der dynamischen Biegemomente in Feldmitte auf weitere Schnitt- und Bewegungsgrößen verwendet werden können. Im Einzelnen handelt es sich hierbei um die maximale dynamische Querkraft am Auflager  $Q_{\text{dyn}}$ , die maximale dynamische Durchbiegung  $w_{\text{dyn}}$  sowie die maximale Beschleunigung in Feldmitte  $a_{\text{max}}$ , welche für die Bemessung der Eisenbahnbrücke verwendet werden können.

Zu diesem Zweck wurde in einer Voruntersuchung eine äquivalente Belastungsfunktion  $q(x)$  gesucht, die ausgehend vom dynamischen Biegemoment  $M_{\text{dyn}}$  zudem die Ergebnisse der zugehörigen Querkraft sowie der Durchbiegung hinreichend genau abbildet. Bei Kenntnis des Biegemoments in Feldmitte und der dazugehörigen Belastungsfunktion ist es dann einfach, mit den Mitteln der Technischen Mechanik auf weitere Antwortgrößen des Tragwerks zu schließen. Zentrales Ziel dieses Vorgehens war es also, die Schwingungsbiegelinie  $w(x)$  zum Zeitpunkt des Auftretens des maximalen Biegemoments  $M_{\text{dyn}}$  hinreichend genau abzubilden. Es war vorab zu erwarten, dass sich die zu ermittelnde Funktion zumindest in Abhängigkeit der Stützweite mehr oder minder stark verändert, da mit zunehmender Brückenlänge die zum maximalen Biegemoment führende Anzahl der auf der Brücke befindlichen Achsen ansteigt. Aus dieser qualitativen Überlegung heraus wird deutlich, dass die gesuchte Ansatzfunktion zwischen den Grenzwerten einer Einzelast in Feldmitte (kurze Stützweite) und einer annähernd konstanten Gleichstreckenlast (große Stützweite) eingeordnet werden muss. Eine quadratische Ansatzfunktion nach Abb. 4-51 erfüllt die gestellten Anforderungen für den interessierenden Stützweitenbereich am Besten, da die zugehörige Biegelinie eine große Ähnlichkeit zur 1. Eigenform besitzt. Unter Annahme dieses parabelförmigen Belastungsverlaufs ergibt sich das maximale Biegemoment  $M_{\text{max}}$  in Feldmitte wie folgt:

$$M_{\text{max}} = \frac{5}{48} \cdot q_{\text{equ}} \cdot L^2 \quad \stackrel{!}{=} \quad M_{\text{dyn}} \quad \text{Gl. 4-36}$$

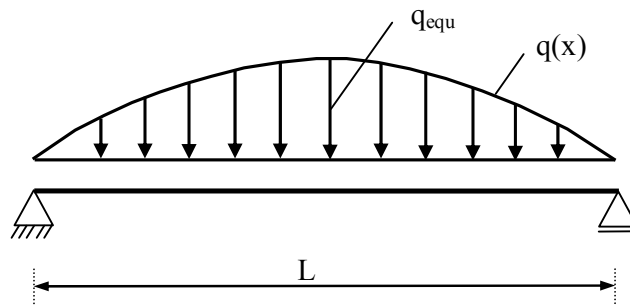


Abb. 4-51: Äquivalente Belastungsfunktion  $q(x)$  als quadratische Parabel mit einem Spitzenwert  $q_{equ}$  zur Approximation der Schnitt- und Bewegungsgrößen entlang der Bauteillängsachse

Nach dem Gleichsetzen des Biegemoments  $M_{max}$  mit dem bekannten Maximalwert des dynamischen Biegemoments  $M_{dyn}$ , welches Kapitel 4.5 entnommen werden kann, lässt sich durch Umformung der Größtwer der quadratischen Lastfunktion  $q_{equ}$  ermitteln:

$$q_{equ} = \frac{48 \cdot M_{dyn}}{5 \cdot L^2} \quad Gl. 4-37$$

Diese Lastfunktion wurde im Weiteren einer Parameterstudie zugrunde gelegt, in der für repräsentative Stützweiten, Resonanzgeschwindigkeiten und Dämpfungen die gesuchten Antwortgrößen berechnet und die im folgenden Abschnitt angegebenen Approximationsgleichungen abgeleitet wurden.

#### 4.7.2 Approximationsgleichungen für Querkraft, Durchbiegung und Beschleunigung

Ausgehend von der quadratischen Belastungsfunktion gemäß Abb. 4-51 kann die *maximale dynamische Durchbiegung*  $w_{dyn}$  in Feldmitte folgendermaßen berechnet werden:

$$w_{dyn} = \frac{61}{5760} \cdot \frac{q_{equ} \cdot L^4}{EI} = \frac{61}{600} \cdot \frac{M_{max} \cdot L^2}{EI} \quad Gl. 4-38$$

Der Vergleich berechneter und mittels Gl. 4-38 abgeschätzter Durchbiegungen zeigt in allen untersuchten Fällen eine sehr gute Übereinstimmung mit Abweichungen von maximal  $\pm 2 \%$ .

Die *maximale dynamische Querkraft*  $Q_{dyn}$  am *Auflager* unter Berücksichtigung einer parabelförmigen Lastfunktion  $q(x)$  ergibt sich zu:

$$Q_{dyn} = \alpha_Q \cdot \frac{q_{equ} \cdot L}{3} = \alpha_Q \cdot \frac{16}{5} \cdot \frac{M_{dyn}}{L} \quad Gl. 4-39$$

$$\text{mit } \alpha_Q = 1,05 \cdot \left( 1 + 0,02 \cdot \frac{\zeta - 0,01}{0,01} \right) \text{ für } \frac{L}{L_{\ddot{u}p}} \leq \mu_{1,i} \quad Gl. 4-40a$$

$$\alpha_Q = 1,15 \cdot \left( 1 + 0,02 \cdot \frac{\zeta - 0,01}{0,01} \right) \quad \text{für} \quad \mu_{1,i} < \frac{L}{L_{\text{üp}}} \leq \mu_{2,i} \quad \text{Gl. 4-40b}$$

Hier muss im Gegensatz zur Durchbiegung in Feldmitte ein zusätzlicher Modifikationsfaktor  $\alpha_Q$  eingeführt werden, da die berechneten dynamischen Querkraften von der abgeschätzten Querkraft in ursprünglicher Form (Gl. 4-39 ohne Faktor  $\alpha_Q$ ) abweichen. Es kann beispielsweise beobachtet werden, dass für eine „statische Überfahrt“ des Zuges ( $v = 1 \text{ m/s}$ ) von links nach rechts der Maximalwert am *linken Auflager* durch das Drehgestellpaar des vorderen Trieb- und Endwagens verursacht wird (siehe Abb. 4-52a). Die maximale Querkraft des *rechten Auflagers* wird „spiegelverkehrt dazu“ durch die Laststellung des hinteren Drehgestellpaares von Trieb- und Endwagen bestimmt (siehe Abb. 4-52b), was im Fall einer resonanten Brückenanregung ( $v = v_{\text{res},1}$ ) zu einem vergleichsweise größeren Absolutbetrag der maximalen Querkraft des rechten Auflagers führt (siehe Abb. 4-52c und d; Abweichung der Maximalwerte  $\approx 7\%$ ).

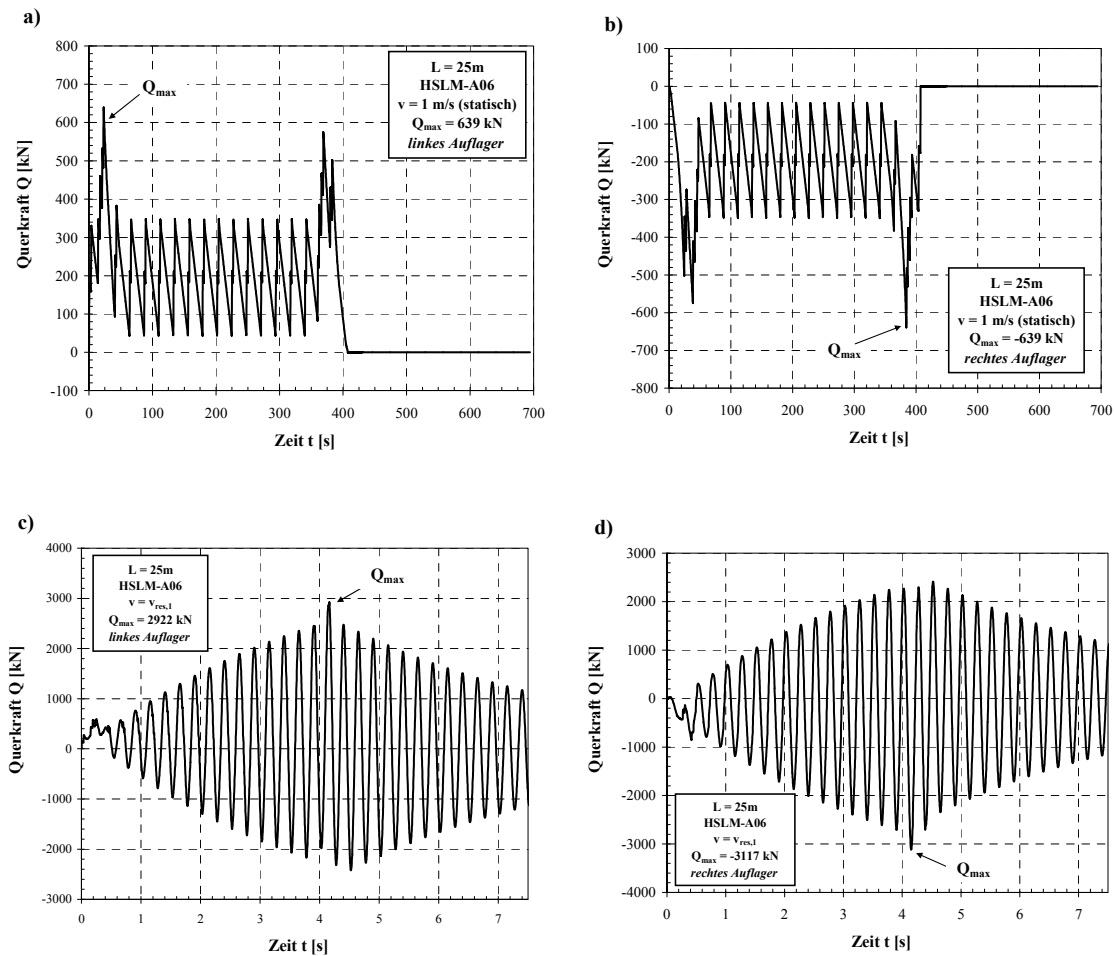


Abb. 4-52: Querkraft-Zeit-Verlauf für das linke und rechte Auflager bei statischer Überfahrt bzw. bei Resonanzgeschwindigkeit ( $L = 25 \text{ m}$ , HSLM-A06)

Dieser Effekt ist auf die Fahrtrichtung zurückzuführen, da bei einer Überfahrt von rechts nach links das entgegengesetzte Ergebnis beobachtet werden kann. Darüber hinaus ist die Qualität der vereinfachten Beziehung nach Gl. 4-39 merkbar von der auftretenden Schwingungsbiegelinie  $w(x)$  abhängig. Für Resonanzschwingungen mit einem dynamischen Zuwachs  $\varphi' \geq 1,5$  ist eine gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit den abgeschätzten maximalen Querkraften festzustellen. Für kleinere dynamische Zuwächse verliert der gewählte Belastungsverlauf nach Abb. 4-51 jedoch zunehmend seine Gültigkeit, was sich qualitativ auch in der Abhängigkeit des Modifikationsfaktors  $\alpha_Q$  von der Bauwerksdämpfung  $\zeta$  widerspiegelt. Die Veränderung des Schnittgrößen-Zeitverlaufs für unterschiedliche Dämpfungen wurde bereits in Kapitel 4.6.1 skizziert und führte in der durchgeführten Parameteruntersuchung zu dem Ergebnis, dass die Abweichungen mit ansteigender Dämpfung  $\zeta$  zunehmen. Zusammenfassend liefert die Approximationsgleichung der maximalen dynamischen Querkraft  $Q_{\text{dyn}}$  (Gl. 4-39) in Verbindung mit dem Modifikationsfaktor  $\alpha_Q$  eine obere Abschätzung der mittels dynamischer Tragwerksanalyse gewonnenen Werte. Die Abweichungen sind bei Einhaltung des Kriteriums  $\varphi' \geq 1,5$  für die überwiegende Zahl der praxisrelevanten Fälle gering und betragen in Einzelfällen +5% (Unterschätzung) bis -10% (Überschätzung).

Der *Maximalwert der Beschleunigung in Feldmitte*  $a_{\text{max}}$  kann mit Hilfe der nachfolgenden analytischen Beziehung abgeschätzt werden:

$$\begin{aligned} a_{\text{max}} &= \alpha_a \cdot (w_{\text{dyn}} - w_{\text{stat}}) \cdot (\omega_1)^2 \\ &= \alpha_a \cdot (w_{\text{dyn}} - w_{\text{stat}}) \cdot (2\pi n_0)^2 \\ &\cong \alpha_a \cdot \varphi' \cdot w_{\text{stat}} \cdot (2\pi n_0)^2 \end{aligned} \quad \text{Gl. 4-41}$$

$$\text{mit } \alpha_a = 1,10 \cdot \left( 1 + 0,02 \cdot \frac{\zeta - 0,01}{0,01} \right) \quad \text{Gl. 4-42}$$

Lässt man zunächst einmal den Modifikationsfaktor  $\alpha_a$  außer Acht, so beruht diese Approximation auf der exakten Beziehung zwischen der maximalen Amplitude der Verschiebung  $A$  und der maximalen Amplitude der Beschleunigung  $a_{\text{max}}$  für eine ideal harmonische Schwingung  $w(t)$  (Kreisfrequenz  $\omega$ , Phasenversatz  $\Theta$  zur harmonischen Erregerfrequenz):

$$w(t) = A \cdot \sin(\omega t + \Theta) \quad \text{Gl. 4-43a}$$

$$\ddot{w}(t) = -A \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega t + \Theta) \quad \rightarrow \quad |a_{\text{max}}| = A \cdot \omega^2 \quad \text{Gl. 4-43b}$$

Die Amplitude der Verschiebung  $A$  bezeichnet in diesem Zusammenhang die Oszillation des Brückenträgers um die statische Ruhelage  $w_{\text{stat}}$ . Diese Tatsache beinhaltet den wesentlichen Grund für die Notwendigkeit eines Modifikationsfaktors der Beschleunigung  $\alpha_a$ . Die Definition der statischen Ruhelage gestaltet sich bei der dynamischen Belastung von Eisenbahnbrücken durch Hochgeschwindigkeitszüge schwierig, da der Durchbiegungs-Zeit-Verlauf für eine „statische Überfahrt“ in der Regel keinen konstanten Wert aufweist (siehe Abb. 4-53). Im Bereich des Drehgestellpaares des vorderen und hinteren Trieb- und Endwagens (Typenzüge HSLM-A, siehe Abb. 2-15) erreicht die Durchbiegung ihren Maximalwert  $w_{\text{stat}}$ , während dazwischen im Bereich der Reisezugwagen (= Mittelwagen) ein temporärer Maximalwert  $w_{\text{stat,RZW}}$  beobachtet werden kann.

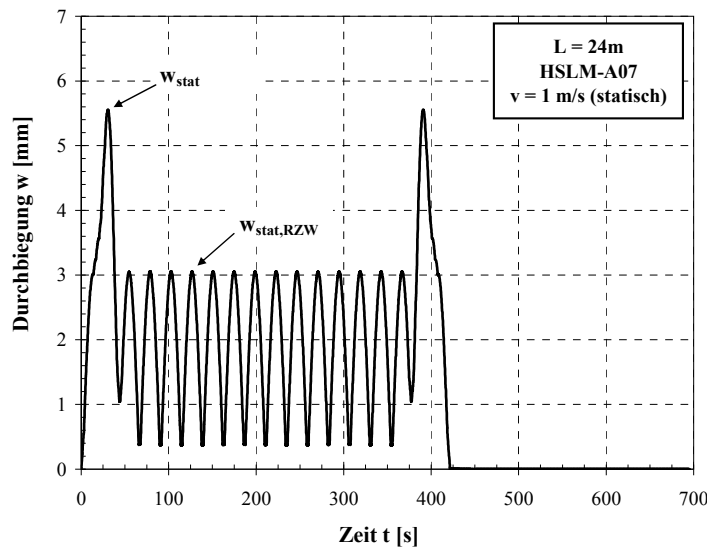


Abb. 4-53: Durchbiegungs-Zeit-Verlauf in Feldmitte bei statischer Überfahrt ( $L = 24\text{m}$ , HSLM-A07)

Da die wesentliche dynamische Anregung durch die periodische Anfachung der Reisezugwagen entsteht, wäre als statischer Bezugswert die maximale Durchbiegung  $w_{\text{stat,RZW}}$  am Ehesten geeignet. Dieser Bezugswert ist jedoch in den meisten Fällen nicht bekannt bzw. wird nicht ausgewertet. Die Verwendung der maximalen statischen Durchbiegung  $w_{\text{stat}}$  führt demnach bei der Berechnung der maximalen Beschleunigung nach Gl. 4-41 zu einer leichten Unterschätzung der tatsächlichen Werte, was durch den Modifikationsfaktor  $\alpha_a$  kompensiert wird. Die Abweichungen sind nicht konstant, sondern hängen vielmehr von der Relation der maximalen dynamischen Durchbiegung  $w_{\text{dyn}}$  zum gewählten statischen Bezugswert  $w_{\text{stat}}$ , gleichbedeutend mit dem dynamischen Zuwachs  $\phi'$ , ab. Für einen großen Wert des dynamischen Zuwachses verliert der Unterschiedsbetrag zwischen  $w_{\text{stat}}$  und  $w_{\text{stat,RZW}}$  zunehmend an Bedeutung, und der Rechenwert des Modifikationsfaktors  $\alpha_a$  fällt geringer aus als bei kleinen Werten von  $\phi'$ . Demnach gilt die angegebene Approximationsgleichung wie schon bei der maximalen Querkraft nur für Werte des dynamischen Zuwachses von  $\phi' \geq 1,5$ . Für geringere dynamische Zuwächse kommt zudem

die Tatsache zum Tragen, dass für diese Fälle keine Schwingung mehr vorliegt, die mit guter Näherung einer harmonischen Schwingung entspricht und somit die grundlegende Voraussetzung der Abschätzformel verletzt wird. Dieser Fall ist aber weder für die Querkraft noch für die Beschleunigung von Bedeutung, da bei dynamischen Zuwächsen  $\varphi' \leq 1,5$  keine wesentlichen Resonanzeffekte auftreten und eine Bemessung der Eisenbahnbrücke mit dem Lastbild UIC 71 ausreichend ist.

Wird die maximale statische Durchbiegung  $w_{\text{stat}}$  nicht explizit ermittelt, so kann Gl. 4-41 auch durch den folgenden Ausdruck ersetzt werden:

$$a_{\text{max}} = \alpha_a \cdot w_{\text{dyn}} \cdot \frac{\varphi'}{1 + \varphi'} \cdot (2\pi n_0)^2 \quad \text{Gl. 4-44}$$

Ist der dynamische Zuwachs ebenfalls nicht bekannt, so kann auf die bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  nach in Kapitel 4.5.2 zurückgegriffen werden:

$$\varphi'_k = V_{\text{dyn},k}^* \cdot \frac{M_{\text{stat},A01}}{M_{\text{stat},k}} - 1 \quad \text{Gl. 4-45}$$

Wie schon bei der Querkraft ergab sich auch bei der Beurteilung der maximalen Beschleunigung die Tendenz, dass die Abweichungen der ursprünglichen Approximationsgleichung (Gl. 4-41 ohne  $\alpha_a$ ) mit steigender Bauwerksdämpfung  $\zeta$  zunehmen und somit der bereits eingeführte Zusatz  $(1 + 0,02 \cdot (\zeta - 0,01) / 0,01)$  berücksichtigt wurde. Insgesamt liefert die in Gl. 4-41 angegebene analytische Beziehung analog der Aussage bei der maximalen dynamischen Querkraft einen oberen Schätzwert der mittels dynamischer Tragwerksanalysen gewonnenen Beschleunigungen  $a_{\text{max}}$ . Die Abweichungen betragen auch hier in Einzelfällen maximal +5% (Unterschätzung) bis -10% (Überschätzung).

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass es mit den dargestellten Gleichungen gelungen ist, eine einfache Beziehung zwischen den in dieser Arbeit untersuchten dynamischen Antwortgrößen anzugeben, die für den Fall relevanter Bauwerksschwingungen ( $\varphi' \geq 1,5$ ) Gültigkeit besitzen.

## 4.8 Zusammenfassung

Im ersten Teil des vorliegenden Kapitels wurden die wichtigsten Randbedingungen für eine wirklichkeitsnahe Erfassung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken zusammengefasst. Es konnte gezeigt werden, dass neben der Bauwerksdämpfung  $\zeta$  das Verhältnis der Stützweite zur Wagonlänge ( $L/L_{\text{up}}$ ) und das Abstimmungsverhältnis in Form der bezogenen Zuggeschwindigkeit ( $v/v_{\text{res},i}$ ) einen wesentlichen Anteil an der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken hat. Die Auswertungen führten zu eindeutigen Angaben, für welche bezogenen Stützweiten und Geschwindigkeiten mit mini-



malen und maximalen Brückenreaktionen zu rechnen ist. So sind es hauptsächlich kurze bis mittlere Spannweiten, die potentiell kritisch auf die Überfahrt von Hochgeschwindigkeitsreisezügen reagieren.

Im Anschluss an die Erarbeitung der vorherrschenden Einflussparameter erfolgte die grafische Aufbereitung der in dieser Arbeit durchgeführten Tragwerksanalysen. Zu diesem Zweck wurde für die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A der Begriff der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  eingeführt, mit dessen Hilfe eine übersichtliche Darstellung der dynamischen Antwort auf Basis aller zehn Typenzüge möglich wurde. Durch den Bezug aller Berechnungsergebnisse auf den „Referenzzug“ HSLM-A01 konnte hierbei eine Vergleichbarkeit hergestellt werden, durch die für die Bemessung irrelevante Ergebnisse aus der Darstellung der Vergrößerungsfunktion eliminiert wurden.

Die Aufbereitung der Auswirkungen zur Überfahrt von realen Betriebszügen erfolgte anhand des dynamischen Zuwachses  $\phi'$ . Hierfür wurden zunächst unter Zuhilfenahme dynamischer Zugsignaturen die wichtigsten deutschen Hochgeschwindigkeitszüge ermittelt. Für diese Züge konnte mit dem dynamischen Zuwachs ein einfach und schnell zu verwendendes Hilfsmittel zur Ermittlung der dynamischen Tragwerksreaktion, z.B. des dynamischen Biegemoments in Feldmitte, zur Verfügung gestellt werden. Der Vergleich der Betriebszüge mit den Typenzügen HSLM-A zeigte, dass die fiktiven Lastbilder die dynamische Überbaubeanspruchung hinreichend genau abdecken und somit bei deren Anwendung keine zusätzlichen Untersuchungen für einzelne Betriebszüge angestellt werden mussten.

Im weiteren Verlauf des Kapitels wurde ein Verfahren zur Berücksichtigung variabler Bauwerksdämpfungen entwickelt, mit dem einerseits die auf  $\zeta = 1\%$  basierenden Verformungs- oder Schnittgrößen auf beliebige Dämpfungswerte umgerechnet werden können. Alternativ besteht bei Bestandsbauten die Möglichkeit, verbesserte Dämpfungswerte aus Schwingungsmessungen abzuleiten und diese einer modifizierten dynamischen Analyse zugrunde zu legen. Das Verfahren beruht auf der Ermittlung zweier Referenzwerte des maximalen Biegemoments für die Dämpfungen  $\zeta = 0,5\%$  und  $\zeta = 4,0\%$ , mit denen eine allgemeine Funktion für die jeweils betrachtete Stützweite und den entsprechenden Typenzug angegeben werden kann.

Den Abschluss des Kapitels bilden vereinfachte Abschätzformeln für die maximale Querkraft am Widerlager sowie der Durchbiegung und Beschleunigung in Feldmitte, die auf den Ergebnissen der maximalen dynamischen Biegemomente basieren und für den Fall resonanter Bauwerksschwingungen Gültigkeit besitzen.

Es stehen somit alle erforderlichen Informationen zur Verfügung, die für die Ermittlung eines *Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken* nach Kapitel 5 benötigt werden.

## 5 ENTWICKLUNG EINES ANTWORTSPEKTRUMS

### 5.1 Einführung

Es wurde bereits mehrfach erwähnt, dass einer dynamischen Berechnung nach Ril 804 (2003) alle zehn Typenzüge HSLM-A01 bis A10 zugrunde zu legen sind, falls die Eisenbahnbrücke die Interoperabilitätskriterien für europäische Hochgeschwindigkeitsstrecken erfüllen muss. Die Darstellung der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  in Kapitel 4.5.2 bzw. Anhang B berücksichtigt diese grundlegende Randbedingung. Dabei wird der Informationsgehalt jedoch auf den wesentlichen zur Bemessung der Brücke notwendigen Umfang reduziert, indem für eine betrachtete Stützweite lediglich diejenigen Zuglastbilder Berücksichtigung finden, die im Vergleich zu deren Vorgängern einen größeren Wert von  $V_{\text{dyn}}^*$  aufweisen.

Die in Kapitel 4 vorgestellten Ergebnisse werden im nun folgenden Abschnitt der Arbeit in ein allgemeingültiges Konzept zur einfachen Erfassung der Dynamik von Eisenbahnbrücken überführt. Dabei wird in Anlehnung an das Erdbebeningenieurwesen ein „*Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken*“ definiert, welches eine vereinfachte Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion auf Basis der normativ definierten Hochgeschwindigkeitslastbilder erlaubt. Hierbei werden die Informationen zur dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  mit den jeweils zugehörigen kritischen Zuggeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  verknüpft, um abschließend eine Aussage über den Maximalwert der dynamischen Überbaureaktion im abzudeckenden Geschwindigkeitsbereich  $v \leq v_{\text{sup}}$  treffen zu können. Die Beurteilung erfolgt auf der Grundlage maximaler dynamischer Biegemomente in Feldmitte des Brückenbauwerks und orientiert sich dabei an der Vorgehensweise zur Ermittlung des europäischen Bemessungslastbildes UIC 71 sowie des zugehörigen Schwingbeiwerts  $\Phi$ . Auf diese Art und Weise ist ein direkter Vergleich möglich, der die Größenordnung der dynamisch ermittelten Schnittgrößen in Relation zum UIC 71 Lastbild verdeutlicht. Die vorgestellte Methodik ist prinzipiell auch für die maximalen Verformungen oder Beschleunigungen in Feldmitte anwendbar. Die Ermittlung eines Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken kann selbstverständlich auch mit Hilfe des in Kapitel 4.5.3 und Anhang C aufbereiteten dynamischen Zuwachses  $\phi'$  auf einzelne oder die Kombination mehrerer Betriebszüge angewendet werden.

Das vorliegende Kapitel zur Erstellung und Anwendung eines Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken wird abschließend anhand einiger praxisrelevanter Beispiele abgerundet. Die Darstellung mehrerer Beispiele gibt dabei einen Eindruck über die Bandbreite möglicher Antwortspektren und zeigt anschaulich die Vorteile des vorgestellten vereinfachten Verfahrens gegenüber einer aufwendigen dynamischen Tragwerksanalyse.

## 5.2 Kritische Zuggeschwindigkeiten

Die Zahl der zu berücksichtigenden Resonanzgeschwindigkeitsbereiche  $v_{res,i}$  hängt im Wesentlichen von der Stützweite und der Bauwerksdämpfung ab. Enthält ein  $V_{dyn}^*$ -Diagramm keine Werte für die betrachtete Stützweite  $L$ , so liegen die bezogenen dynamischen Vergrößerungen aller Typenzüge unterhalb des in Gl. 4-21 definierten Grundwerts  $V_{dyn,0}^* = 2,25$  (z.B. Anhang B, Abb. B-8, für Spannbetonbrücken bei  $v_{res,3}$  und  $L \geq 12m$ ). Auf diese Art und Weise können prinzipiell die maßgebenden Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  bestimmt werden. Alternativ enthält Abb. 5-1 eine zusammenfassende graphische Darstellung der zu berücksichtigenden Geschwindigkeitsbereiche  $v_{res,i}$ , mit der in Abhängigkeit der Stützweite und des Brückentyps vorab die untere Grenze relevanter Resonanzgeschwindigkeiten definiert werden kann. Die in den Balken zahlenmäßig eingetragenen Stützweiten (z.B.  $L = 66m$ , Stahl- und Verbundbrücken,  $v_{res,1}$ ) markieren dabei die Grenze, für die eine dynamische Untersuchung eine bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^* \geq V_{dyn,0}^*$  hervorbringt. Größere Stützweiten führen zu einem geringeren Wert von  $V_{dyn}^*$  und müssen demnach nicht weiter berücksichtigt werden.

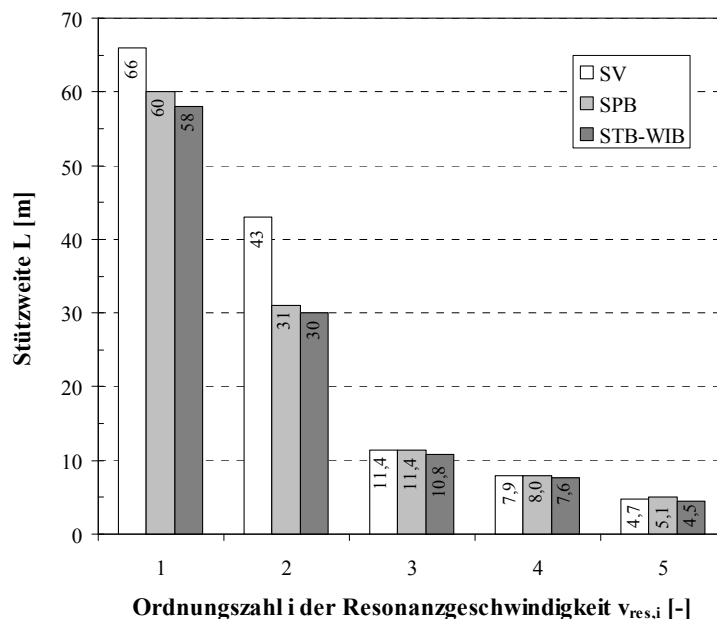


Abb. 5-1: Festlegung der maßgebenden Resonanzgeschwindigkeitsbereiche  $v_{res,i}$  (gültig für HSLM-A)

So sind beispielsweise für eine Spannbetonbrücke der Stützweite  $L = 25m$  die kritischen Geschwindigkeiten  $v_{res,1}$  und  $v_{res,2}$  von Belang, während die Bereiche  $v_{res,3}$  bis  $v_{res,5}$  zu Werten der dynamischen Vergrößerung  $< V_{dyn,0}^*$  führen und bei der Ermittlung eines Antwortspektrums durch den Grundwert des dynamischen Biegemoments  $M_0 = V_{dyn,0}^* \cdot M_{stat,A01}$  abgedeckt sind. Die Vorgabe der Ril 804 (2003), dynamische Brückenanalysen mit besonderem Augenmerk auf die Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{res,i}$  mit

$i = 1$  bis 4 durchzuführen, erweist sich bei Betrachtung von Abb. 5-1 als zutreffende Abschätzung. Die Geschwindigkeit  $v_{\text{res},5}$  spielt nur bei sehr kurzen Überbauten ( $L \leq 5,1\text{m}$ ) eine Rolle, da hier zwar dynamische Vergrößerungsfaktoren  $V_{\text{dyn}}^* > 2,25$  auftreten, diese jedoch auch im ungünstigsten Fall das  $\Phi$ -fache statische Bemessungslastbild UIC 71 nicht überschreiten. Diese Aussage beruht jedoch auf zwei wesentlichen Randbedingungen. Einerseits basieren die Berechnungen auf den Dämpfungsvorgaben der Ril 804 (2003), die für kurze Überbauten erhöhte Dämpfungsmaße  $\zeta$  vorsieht, so dass im Vergleich zu einer Referenzdämpfung  $\zeta = 1\%$  auf eine Berücksichtigung von  $v_{\text{res},6}$  und  $v_{\text{res},7}$  (vgl. Kapitel 4.5.2.3) verzichtet werden kann. Andererseits erfolgten die Berechnungen in dieser Arbeit unter Berücksichtigung der lastverteilenden Wirkung des Oberbaus, die speziell im Bereich kurzer Stützweiten und „geringer“ Resonanzgeschwindigkeiten einen sehr deutlichen Einfluss auf die dynamische Tragwerksreaktion ausübt. Vernachlässigt man den Oberbau in der Modellierung der Eisenbahnbrücke, so sind zum Teil deutliche Spitzenwerte bis hin zu  $v_{\text{res},7}$  oder  $v_{\text{res},8}$  zu beobachten (vgl. Kapitel 4.4). Es kann abschließend festgehalten werden, dass die Empfehlung der Ril 804 (2003) hinsichtlich der kritischen Zuggeschwindigkeiten unter Ausschöpfung sämtlicher positiver Effekte (hohe Dämpfung kurzer Überbauten, Lastverteilung durch den Oberbau, Einfluss der Interaktion Zug-Brücke) zutreffend ist. Weicht man in einem Einzelfall von den zuvor geschilderten grundsätzlichen Annahmen ab, so sollte die Frage nach den kritischen Zuggeschwindigkeiten und auch die Größe der dynamischen Tragwerksreaktion hinterfragt und im Zweifel eine explizite dynamische Tragwerksanalyse durchgeführt werden.

Der Bereich relevanter Resonanzgeschwindigkeiten wird neben der (unteren) Randbedingung  $V_{\text{dyn}}^* \geq 2,25$  nach oben durch den Maximalwert der örtlich zulässigen Streckengeschwindigkeit  $v_{\text{sup}}$  begrenzt, der projektbezogen festzulegen ist. Mit Hilfe des Maximalwerts der bezogenen Zuggeschwindigkeit  $\eta_{\text{max}}^*$  nach Gl. 5-1 kann beurteilt werden, ob das abzudeckende Geschwindigkeitsband  $v \leq v_{\text{sup}}$  die „oberen“ Resonanzgeschwindigkeitsbereiche  $v_{\text{res},i}$  enthält oder ob die vorhandene Eigenfrequenz  $n_0$  zu kritischen Zuggeschwindigkeiten jenseits der maximalen Streckengeschwindigkeit führt:

$$\eta_{\text{max}}^* = \frac{v_{\text{sup}}}{v_{\text{res},1,\text{A01}}} = \frac{v_{\text{sup}}}{n_0 \cdot L_{\text{üp,A01}}} = \frac{v_{\text{sup}}}{n_0 \cdot 18\text{m}} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Die Normierung erfolgt über den Zugtyp HSLM-A01, da dieser über die geringste Länge über Puffer verfügt und somit die niedrigsten Werte der Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  aufweist. Für die Festlegung der oberen Grenze relevanter Resonanzgeschwindigkeiten gilt folgende Anforderung:

$$\eta_{\text{max}}^* \leq 0,95 \cdot \frac{1}{i} \quad \rightarrow \quad \text{Bereich } v_{\text{res},i} \text{ nicht relevant !} \quad \text{Gl. 5-2}$$

Diese obere Abgrenzung greift im Wesentlichen bei kurzen Überbauten mit entsprechend hoher Eigenfrequenz  $n_0$ . Für eine Eisenbahnbrücke der Stützweite  $L = 12\text{m}$  mit einer zugehörigen Eigenfrequenz  $n_0 = 7,5\text{Hz}$  und einer für die dynamische Tragwerksanalyse maximal zu betrachtenden Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{sup}} = 300\text{km/h}$  ergibt sich beispielsweise  $\eta_{\text{max}}^* = 0,62$ , so dass der Bereich der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  vollständig vernachlässigt werden kann. Die niedrigste kritische Geschwindigkeit  $v_{\text{res},1,A01}$  liegt für diesen Fall bei  $486\text{km/h}$  und somit deutlich über  $v_{\text{sup}}$ .

Über die beiden dargestellten Kriterien kann bereits im Vorfeld einer Untersuchung eine sinnvolle Eingrenzung der zu betrachtenden Resonanzgeschwindigkeitsbereiche  $v_{\text{res},i}$  erfolgen, was den Arbeitsaufwand bei der nachfolgend beschriebenen Erstellung eines Antwortspektrums minimiert.

### 5.3 Ermittlung eines Antwortspektrums

#### 5.3.1 Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A

Die Typenzüge HSLM-A erreichen ihre kritischen Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},i,k}$  bei unterschiedlichen absoluten Zuggeschwindigkeiten, was auf die variablen Wagenlängen zurückzuführen ist. Das Lastbild HSLM-A01 weist aufgrund der kürzesten Länge über Puffer ( $L_{\text{üp}} = 18\text{m}$ ) gemäß Gl. 5-3 die niedrigsten Resonanzgeschwindigkeiten auf. Die weiteren Typenzüge folgen entsprechend der meterweisen Abstufung von  $L_{\text{üp},k}$  in konstanten Geschwindigkeitsabständen  $\Delta v_i = (n_0 \cdot 1\text{m}) / i$ . Die Resonanzgeschwindigkeiten des Typenzuges HSLM-A10 entsprechen demzufolge immer dem 1,5-fachen Wert des Lastbildes HSLM-A01 (vgl. Gl. 5-4).

$$v_{\text{res},i,A01} = n_0 \cdot \frac{L_{\text{üp},A01}}{i} = n_0 \cdot \frac{18\text{m}}{i} \quad \text{Gl. 5-3}$$

$$v_{\text{res},i,A10} = n_0 \cdot \frac{27\text{m}}{i} = 1,5 \cdot v_{\text{res},i,A01} \quad \text{Gl. 5-4}$$

Analog zur Vorgehensweise bei der Normierung der dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  bietet sich für eine einheitliche Darstellung der Zuggeschwindigkeiten auch hier eine Referenzierung auf den Typenzug HSLM-A01 an. Dies kann allgemein in Form der auf  $v_{\text{res},1,A01}$  bezogenen Geschwindigkeit  $\eta^*$  erfolgen, wie es bereits in Kapitel 5.2 zur Bestimmung von  $\eta_{\text{max}}^*$  eingeführt wurde:

$$\eta^* = \frac{v}{v_{\text{res},1,A01}} \quad \text{Gl. 5-5}$$

Der Wert  $\eta^* = 1,50$  repräsentiert somit die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  des Zuges A10, währenddessen beispielsweise  $\eta^* = 0,75$  die Geschwindigkeit  $v_{res,2,A10}$  widerspiegelt. Ein typisches in bezogener Schreibweise dargestelltes Spektrum der maximalen dynamischen Biegemomente in Feldmitte unter der Belastung aller zehn Typenzüge kann Abb. 5-2 entnommen werden.

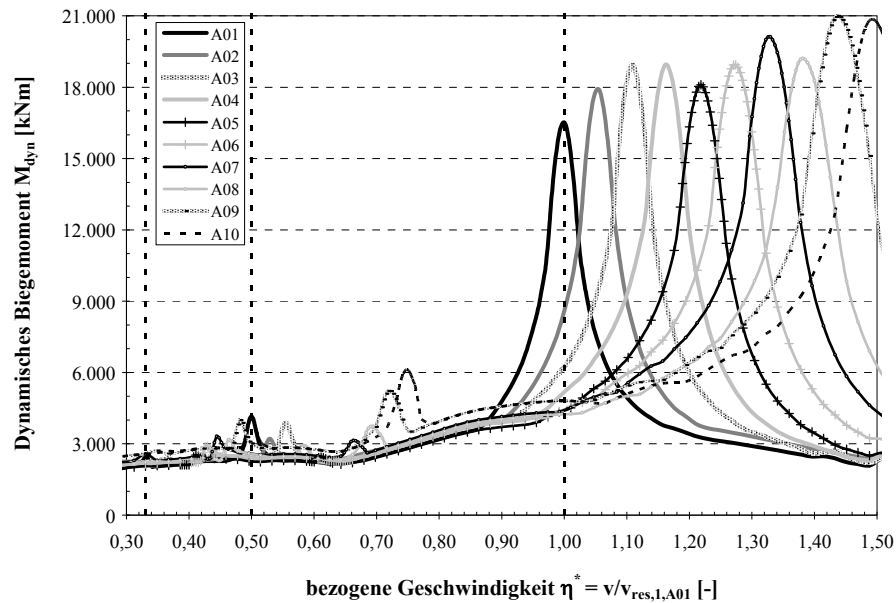


Abb. 5-2: Maximale dynamische Biegemomente in Feldmitte unter der Wirkung der Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A01 bis A10 am Beispiel einer Verbundbrücke,  $L = 17m$ ,  $n_0 = 4,2Hz$

Die Maximalwerte dieser Darstellung können mit Hilfe der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  leicht ermittelt werden:

$$M_{dyn,i,k} = (1 + \phi'_{i,k}) \cdot M_{stat,k} = V_{dyn,i,k} \cdot M_{stat,k} = V_{dyn,i,k}^* \cdot M_{stat,A01} \quad Gl. 5-6$$

Beachtet man zusätzlich noch den dynamischen Zuwachs  $\phi''$  infolge Gleislagefehlern und unrunden Rädern, so gelangt man abschließend zu folgender Beziehung des maximalen dynamischen Biegemoments  $M_{ges,i,k}$ :

$$\begin{aligned} M_{ges,i,k} &= (1 + \phi'_{i,k} + a_0 \cdot \phi'') \cdot M_{stat,k} \\ &\approx (1 + a_0 \cdot \phi'') \cdot M_{dyn,i,k} = (1 + a_0 \cdot \phi'') \cdot V_{dyn,i,k}^* \cdot M_{stat,A01} \end{aligned} \quad Gl. 5-7$$

Der Faktor  $a_0$  zur Berücksichtigung der Qualität der Gleisunterhaltung kann dabei Ril 804 (2003) entnommen werden. Der dynamische Zuwachs  $\phi''$  kann nach Gl. 2-13, die Referenzschnittgröße  $M_{stat,A01}$  nach Gl. 4-17 ermittelt werden.

Stellt man in einem letzten Schritt einen Bezug des Biegemoments  $M_{ges,i,k}$  mit dem  $\Phi$ -fachen statischen Bemessungslastbild UIC 71 her, erleichtert dies die Einordnung der

## 5 Entwicklung eines Antwortspektrums

absoluten Größe von  $M_{\text{ges},i,k}$ . Hierfür eignet sich die Ermittlung des bezogenen dynamischen Biegemoments  $m_{i,k}^*$  für den jeweils betrachteten Typenzug  $k$  und die  $i$ -te Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},i,k}$ :

$$m_{i,k}^* = \frac{M_{\text{ges},i,k}}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} = \frac{(1 + a_0 \cdot \varphi'') \cdot V_{\text{dyn},i,k}^* \cdot M_{\text{stat},A01}}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} \quad \text{Gl. 5-8}$$

Mit den dargestellten Informationen zur Zuggeschwindigkeit und zum dynamischen Biegemoment kann nun ein Antwortspektrum nach Abb. 5-3 definiert werden [siehe auch Spengler (2008); Spengler & Graubner (2009); Spengler & Graubner (2009-2)].

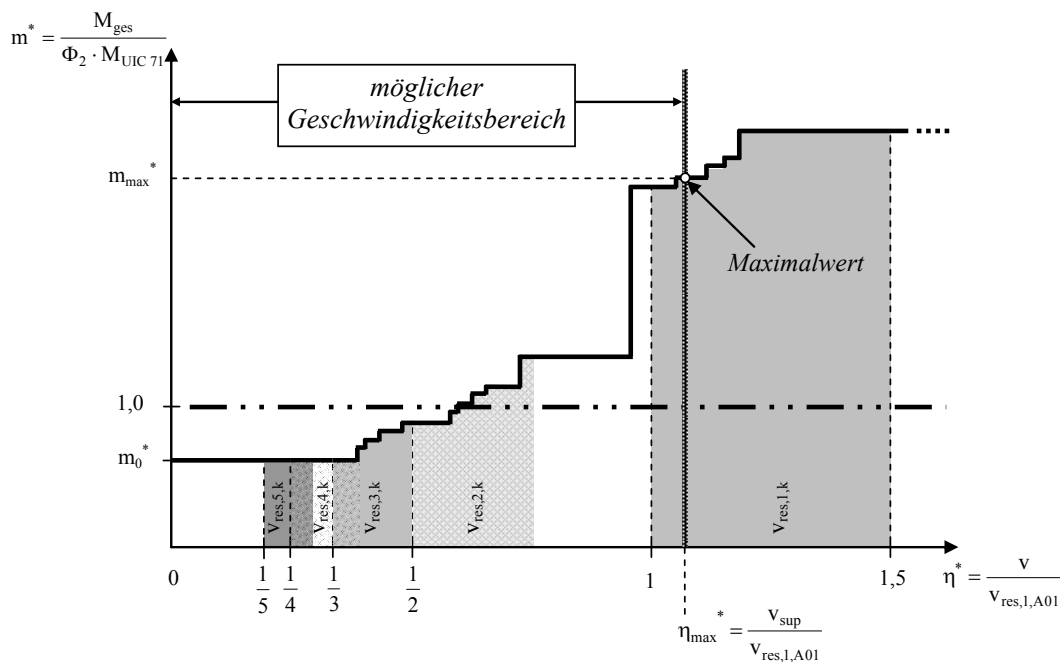


Abb. 5-3: Prinzipische Skizze eines Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken

Der Begriff „Antwortspektrum“ bezeichnet in diesem Zusammenhang das *Spektrum der dynamischen Reaktion einer speziellen Eisenbahnbrücke* für unterschiedliche Anregungsszenarien. Es unterscheidet sich in diesem Punkt von der im Erdbebeningenieurwesen verwendeten Bedeutung, bei der der Maximalwert der Bauwerksreaktion aufgrund einer Vielzahl von Anregungs-Zeitverläufen für mehrere schwingungsfähige Systeme, repräsentiert durch deren Eigenperiode  $T$ , dargestellt wird.

Die Form des Antwortspektrums ist in Abhängigkeit der vorliegenden Brückenbauart und deren Eingangsgrößen jeweils individuell vom Anwender zu erstellen. Auf der Ordinate des Antwortspektrums ist die dynamische Brückenantwort, in diesem Fall das maximale dynamische Biegemoment  $m^*$  in Feldmitte in bezogener Form, aufgetragen. Die Abszisse enthält die bezogene Geschwindigkeit  $\eta^*$ . Der Graph des Antwortspektrums stellt eine Hüllkurve der maximalen Werte der dynamischen Überbaureaktion für die Hochge-

schwindigkeitslastbilder HSLM-A dar. Die „Treppenstufen“ dieser Einhüllenden ergeben sich aus Wertepaaren ( $m_{i,k}^*$ ;  $\eta_{i,k}^*$ ), wobei die kritischen  $\eta_{i,k}^*$ -Werte sich wie folgt ermitteln:

$$\eta_{i,k}^* = \frac{k_v \cdot v_{res,i,k}}{v_{res,1,A01}} \quad Gl. 5-9$$

Der Faktor  $k_v$  in Gl. 5-9 trägt dem ansteigenden Ast des Biegemoments im Vorlauf einer Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,i,k}$  Rechnung (siehe z.B. Abb. 5-2) und verhindert ein Einschneiden der Treppenkurve mit den tatsächlichen Funktionswerten  $m_{i,k}^*$ . Der Beiwert  $k_v$  kann in Abhängigkeit der relativen Höhe eines Sprungs im Antwortspektrum nach Abb. 5-4 angesetzt werden.

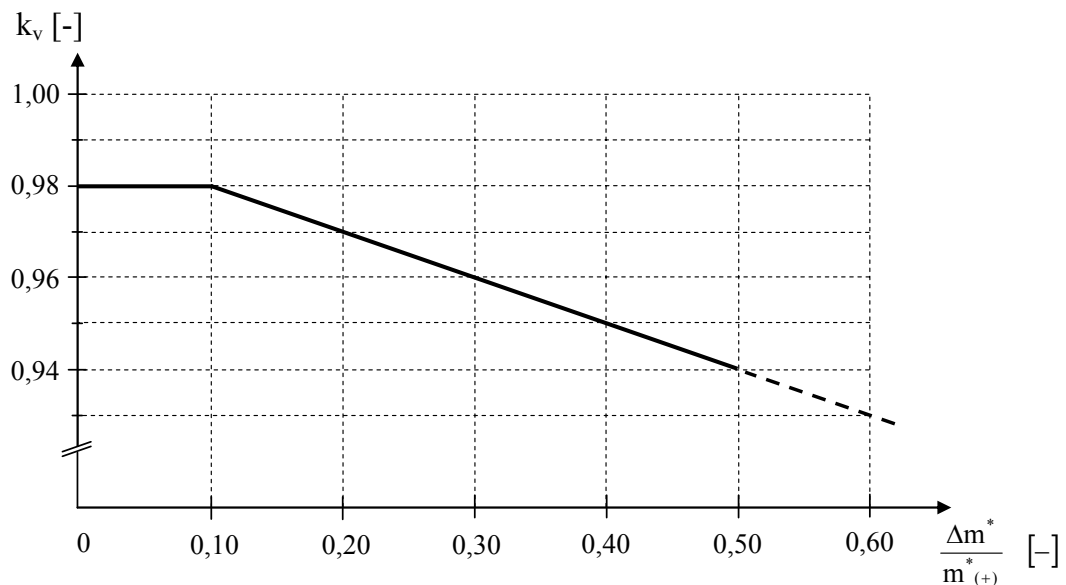


Abb. 5-4: Grafische Darstellung des Faktors  $k_v$  zur Berücksichtigung des ansteigenden Astes der dynamischen Tragwerksreaktion im Vorlauf einer Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,i,k}$

Die Funktionswerte von  $k_v$  ergeben sich dabei aus folgender Bestimmungsgleichung:

$$k_v = 0,99 - 0,1 \cdot \frac{\Delta m^*}{m^*_{(+)}} \leq 0,98 \quad Gl. 5-10$$

Hierin bezeichnen

- $\Delta m^* = m^*_{(+)} - m^*_{(-)}$ : Höhengsprung des Antwortspektrums
- $m^*_{(+)}$ : Wert des Antwortspektrums nach dem Höhengsprung
- $m^*_{(-)}$ : Wert des Antwortspektrums vor dem Höhengsprung



Die Prinzipskizze des Antwortspektrums nach Abb. 5-3 deutet bereits an, dass die Bereiche der Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},3}$  bis  $v_{\text{res},5}$  sich teilweise überschneiden. So liefert beispielsweise der Zug A08 für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},4}$  einen bezogenen Wert der Zuggeschwindigkeit  $\eta_{4,\text{A08}}^* = 25\text{m}/(4 \cdot 18\text{m}) = 0,347$ , während für den Zug A01 im Bereich  $v_{\text{res},3}$  ein Wert  $\eta_{3,\text{A01}}^* = 1/3 = 0,333$  gilt. In der praktischen Anwendung ist in diesen Fällen auf die richtige Sortierung der  $(m_{i,k}^*; \eta_{i,k}^*)$ -Wertepaare seitens des Anwenders zu achten.

Abb. 5-3 zeigt beispielhaft die Prinzipskizze eines Antwortspektrums, für das Resonanzgeschwindigkeiten  $v_{\text{res},i}$  mit  $i = 1$  bis 3 von Bedeutung sind. Für die niedrigeren kritischen Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},4}$  und  $v_{\text{res},5}$  ist das zu  $V_{\text{dyn},0}^*$  korrespondierende Grundmoment  $M_{0,\text{ges}}$  in bezogener Schreibweise maßgebend (vgl. auch Gl. 4-21):

$$m_0^* = \frac{M_{0,\text{ges}}}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} = \frac{M_0 \cdot (1 + a_0 \cdot \varphi'')}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} = 0,75 \cdot (1 + a_0 \cdot \varphi'') \quad \text{Gl. 5-11}$$

Die Zahl der erforderlichen „Treppenstufen“ des Antwortspektrums variiert je nach Stützweite  $L$  und entspricht der Anzahl der Schnittpunkte einer vertikalen Linie mit den Kurvenscharen für  $V_{\text{dyn}}^*$ . Für das Beispiel in Abb. 5-5 (Spannbetonbrücke,  $L = 30\text{m}$ ) ergeben sich für den Bereich  $v = v_{\text{res},1}$  bei Ablesung von unten nach oben sechs Abstufungen des Antwortspektrums (A01  $\cong$  A05, A06, A07, A08, A09, A10).

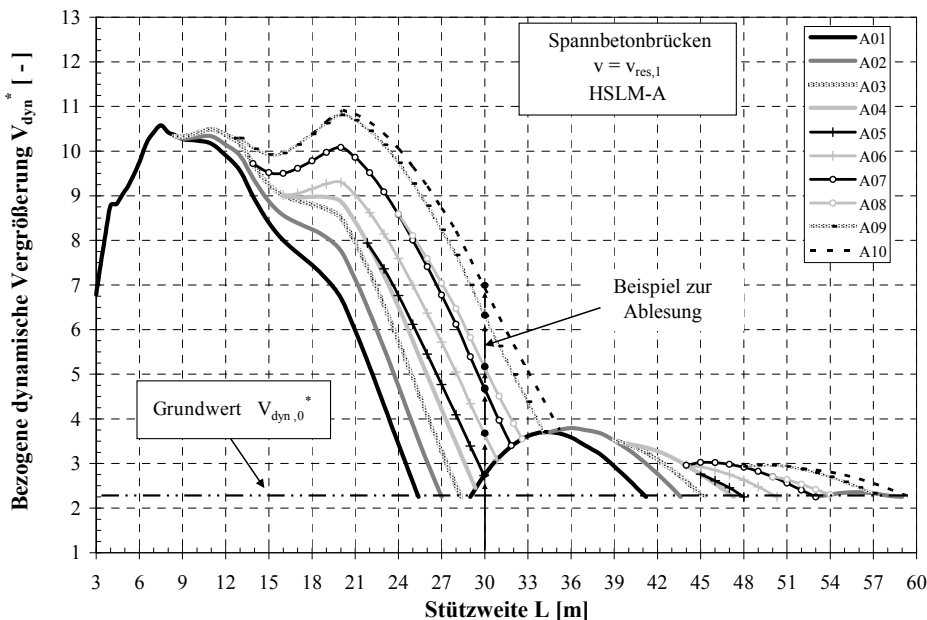


Abb. 5-5: Beispiel zur Ablesung der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  (Spannbetonbrücken,  $v = v_{\text{res},1}$ ,  $L = 30\text{m}$ , vgl. Anhang B, Abb. B-6)

Mit den abgelesenen  $V_{\text{dyn},1,k}^*$ -Werten können unter Verwendung von Gl. 5-8 die bezogenen Biegemomente  $m_{1,k}^*$  ermittelt und den entsprechenden  $\eta_{1,k}^*$ -Werten gemäß Gl. 5-9

zugeordnet werden. Für das vorliegende Beispiel ist zusätzlich noch eine Abstufung im  $v_{\text{res},2}$ -Bereich zu berücksichtigen (vgl. Anhang B, Abb. B-7), alle übrigen Resonanzgeschwindigkeitsbereiche sind durch den Grundwert der dynamischen Überhöhung  $V_{\text{dyn},0}^*$  abgedeckt (siehe Abb. 5-1). In Summe enthält dieses exemplarische Antwortspektrum also sieben Wertepaare  $(m_{i,k}^*; \eta_{i,k}^*)$ , mit denen eine sehr schnelle Beurteilung der dynamischen Tragwerksreaktion möglich ist.

Trägt man abschließend noch die maximale bezogene Zuggeschwindigkeit  $\eta_{\text{max}}^*$  in das Antwortspektrum nach Abb. 5-3 ein, so ergibt sich der Skalierungsfaktor  $m_{\text{max}}^*$  des Biegemoments in Feldmitte in Bezug auf das  $\Phi_2$ -fache UIC 71 Lastbild.

Prinzipiell wären zu diesem Zweck auch Schnittkrafttabellen ausreichend, wie sie in Ril 804 (2003) für die Betriebszüge IC, ICE1, ICE2, ICE3, ICE-T(2xBR411), ICE-T(3xBR415) und Thalys2 bereits vorhanden sind. Tabellenwerke jeglicher Art liefern jedoch lediglich einen Maximalwert der dynamischen Tragwerksreaktion, wobei sämtliche Informationen zum maßgebenden Zug und der Ursache einer möglichen Überschreitung des statischen Ersatzlastbildes UIC 71 verloren gehen. Eine derartige Schnittkraftermittlung ähnelt einem „black box“-Verfahren. Der wesentliche Vorteil des in dieser Arbeit vorgeschlagenen Antwortspektrenverfahrens liegt in der Transparenz der ermittelten Ergebnisse. Die Prinzipskizze des Antwortspektrums nach Abb. 5-3 zeigt bewusst einen Fall, für den die maximal zu berücksichtigende Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{sup}}$  im Resonanzbereich  $v_{\text{res},1}$  liegt, welcher deutliche Erhöhungen zum UIC 71-Lastbild hervorruft. Mit den vorhandenen Informationen ist es nun einfach, das System derart zu verändern, dass die dynamische Tragwerksreaktion einen selbstdefinierten Rahmen nicht übersteigt. Da eine Reduzierung der Entwurfsgeschwindigkeit praktisch nicht zur Diskussion steht, kann eine Verbesserung der dynamischen Reaktion im Wesentlichen nur über die Veränderung der Eigenfrequenz  $n_0$  erreicht werden. Zu diesem Zweck kann der Anwender in einem ersten Schritt einen Zielwert der bezogenen Zuggeschwindigkeit  $\eta_{\text{zul}}^*$  vorgeben, dessen zugehöriger Maximalwert  $m_{\text{max}}^*(\eta_{\text{zul}}^*)$  das maximal akzeptierte Schnittgrößenniveau widerspiegelt. In einem zweiten Schritt kann anschließend der dafür notwendige Wert der Eigenfrequenz  $n_0$  durch die Forderung  $\eta_{\text{max}}^* \leq \eta_{\text{zul}}^*$  wie folgt ermittelt werden:

$$n_0 \geq \frac{v_{\text{sup}}}{\eta_{\text{zul}}^* \cdot L_{\text{üp,A01}}} \quad \text{Gl. 5-12}$$

Diese Änderung der Eigenfrequenz stellt sich im Antwortspektrum durch eine Parallelverschiebung der  $\eta_{\text{max}}^*$ -Linie auf die  $\eta_{\text{zul}}^*$ -Linie dar (siehe Abb. 5-6). Das Antwortspektrum bleibt ansonsten weitestgehend unverändert. Die Modifikation der Eigenfrequenz von einem Wert  $n_{0,a}$  auf  $n_{0,b}$  erfordert nur noch eine (geringfügige) Anpassung des fre-

quenzabhängigen dynamischen Zuwachses  $\varphi''$ , was eine Anpassung der bezogenen Biegemomente  $m^*$  wie folgt nach sich zieht:

$$m_{i,k}^*(n_{0,b}) = m_{i,k}^*(n_{0,a}) \cdot \frac{1 + a_0 \cdot \varphi''(n_{0,b})}{1 + a_0 \cdot \varphi''(n_{0,a})} \quad \text{Gl. 5-13}$$

Bei der Beurteilung der Ergebnisse einer dynamischen Tragwerksanalyse ist generell zu beachten, dass alle Antwortgrößen in Relation zu der in einer Voruntersuchung abgeschätzten Eigenfrequenz  $n_0$  betrachtet werden müssen. Werden bei der hier vorgeschlagenen Vorgehensweise Tragwerksreaktionen ermittelt, die deutlich über den mit dem UIC 71-Lastbild ermittelten Vergleichswerten liegen, so ist eine wirtschaftliche Bemessung des ursprünglich betrachteten Querschnitts kaum noch möglich. Ein solches Ergebnis führt zwangsläufig zur Notwendigkeit einer Querschnittsverstärkung und demzufolge zu einer erhöhten Eigenfrequenz. Das vorgestellte Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken stellt in diesem iterativen Prozess ein sehr nützliches Bemessungshilfsmittel dar.

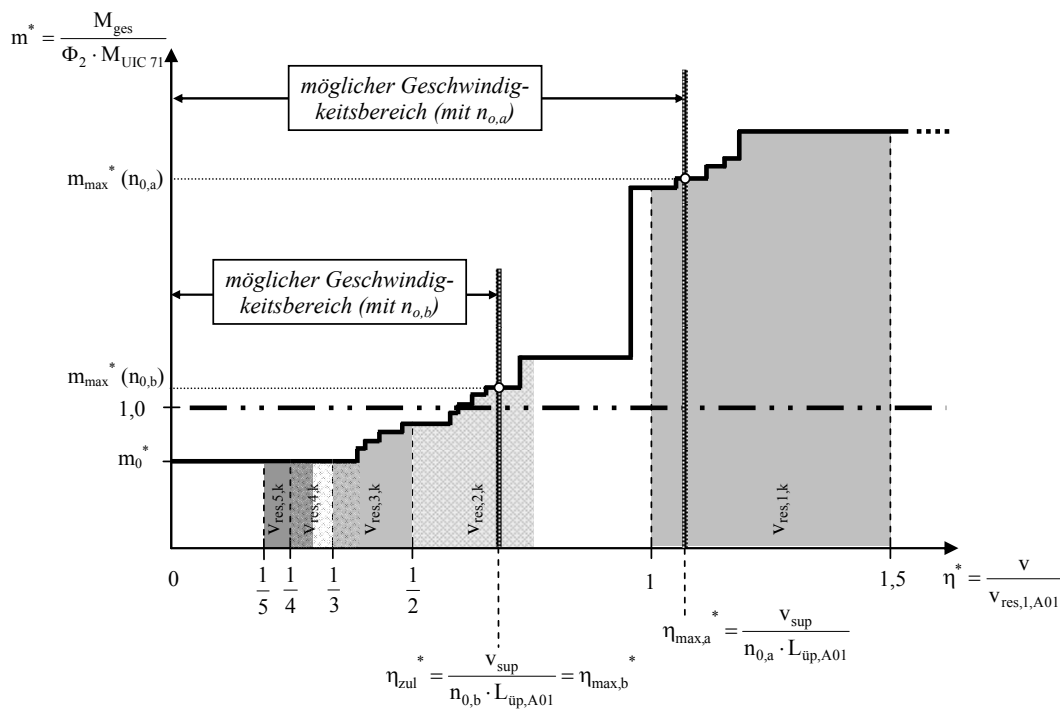


Abb. 5-6: Qualitative Darstellung der Auswirkungen einer veränderlichen Eigenfrequenz auf das Antwortspektrum ( $n_{0,b} > n_{0,a}$ )

### 5.3.2 Betriebszüge

Die Vorgehensweise zur Ermittlung eines Antwortspektrums für die in Kapitel 4.5.3 behandelten Betriebszüge ist prinzipiell sehr ähnlich im Vergleich zu den Typenzügen HSLM-A. Die Ordinate des Antwortspektrums enthält wiederum das Biegemoment  $m_{i,k}^*$ , welches sich unter Zuhilfenahme des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  aus Kapitel 4.5.3.4 wie folgt ergibt:

$$m_{i,k}^* = \frac{M_{\text{ges},i,k}}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} = \frac{M_{\text{stat},k} \cdot (1 + \phi'_{i,k} + a_0 \cdot \phi'')}{\Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}}} \quad \text{Gl. 5-14}$$

Die Diagramme des dynamischen Zuwachses  $\phi'_{i,k}$  beinhalten bereits die für den jeweils betrachteten Zug relevanten kritischen Zuggeschwindigkeiten. Die maximalen statischen Biegemomente  $M_{\text{stat},k}$  sind Kapitel 4.5.3.3 zu entnehmen. Die bezogenen Biegemomente  $m_{i,k}^*$  können analog zur Vorgehensweise für die Hochgeschwindigkeitslastbilder über die bezogene Zuggeschwindigkeit  $\eta_{i,k}^*$  oder wahlweise bei Betrachtung eines einzelnen Betriebszuges auch direkt für die Zuggeschwindigkeit  $v$  aufgetragen werden. Zieht man für die dynamische Beurteilung einer Eisenbahnbrücke mehrere Betriebszüge heran, so ist es wiederum vorteilhaft, einen Referenzzug auszuwählen und die Abszisse in bezogener Form darzustellen (vgl. Gl. 5-9):

$$\eta_{i,k}^* = \frac{k_v \cdot v_{\text{res},i,k}}{v_{\text{res},1,\text{ref}}} \quad \text{Gl. 5-15}$$

Es bietet sich dabei an, den Zug mit der geringsten Länge über Puffer als Bezugsgröße zu verwenden, da somit die charakteristischen Wertebereiche ( $\eta^* \geq 1 \rightarrow v_{\text{res},1}$ ;  $\eta^* \geq 0,5 \rightarrow v_{\text{res},2}$ ; ...) erhalten bleiben. Das Antwortspektrum reduziert sich für die Beanspruchung durch einzelne Betriebszüge in vielen Fällen auf ein Treppenprofil mit einigen wenigen Abstufungen.

Im folgenden Abschnitt werden nun noch einige Beispiele vorgestellt, die die Erstellung und Auswertung eines Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken anschaulich aufzeigen und zudem eine Vorstellung über die mögliche Bandbreite unterschiedlicher Antwortspektren geben sollen.

## 5.4 Beispiele

### 5.4.1 Beispiel 1: Spannbetonbrücke, $L = 25\text{m}$

Für eine einfeldrige, eingleisige Spannbetonbrücke ( $L = 25\text{m}$ ) wurde in einer Vordimensionierung die 1. Biege-Eigenfrequenz zu  $n_0 = 4,0\text{Hz}$  abgeschätzt. Der Brückenquerschnitt verbleibt über die gesamte Länge konstant. Die Bauwerksdämpfung einschließlich der Zusatzdämpfung für die Interaktion Zug-Brücke beträgt  $\zeta_{\text{ges}} = 1,06\%$ . Gemäß Abb. 5-1 sind die Resonanzbereiche  $v_{\text{res},1}$  und  $v_{\text{res},2}$  von Bedeutung. Die für Tragsicherheitsnachweise zu verwendende maximale Zuggeschwindigkeit ist mit  $v_{\text{sup}} = 350\text{ km/h}$  festgelegt und führt zu folgendem Maximalwert der bezogenen Geschwindigkeit  $\eta_{\text{max}}^*$ :

$$\eta_{\text{max}}^* = \frac{v_{\text{sup}}}{n_0 \cdot 18\text{m}} = \frac{350\text{ km/h}}{4,0\text{ Hz} \cdot 18\text{m} \cdot 3,6} = 1,35 > 0,95 \cdot 1 = 0,95 \quad \text{Gl. 5-16}$$

$$> 0,95 \cdot \frac{1}{2} = 0,475$$

Die Werte  $v_{\text{res},1,k}$  und  $v_{\text{res},2,k}$  liegen demnach im möglichen Geschwindigkeitsbereich. Dynamische Biegemomente für  $v_{\text{res},3}$  und weniger sind durch den Grundwert  $m_0^*$  abgedeckt:

$$m_0^* = 0,75 \cdot (1 + a_0 \cdot \varphi'') = 0,75 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,027) = 0,76 \quad \text{Gl. 5-17}$$

Die bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  kann den nachfolgenden Darstellungen (Abb. 5-7 und Abb. 5-8) entnommen werden (vgl. Anhang B, Abb. B-6 und Abb. B-7). Die Ablesung für  $v_{\text{res},2}$  ergibt zwei Schnittpunkte mit den  $V_{\text{dyn}}^*$ -Kurven (A07 und A09), wohingegen für  $v_{\text{res},1}$  alle zehn Züge (A01 bis A10) berücksichtigt werden müssen. Tabelle 5-1 enthält sämtliche notwendigen Eingangsinformationen zur Ermittlung des Antwortspektrums (siehe Abb. 5-9). Zur Verifikation sind neben der einhüllenden Treppenkurve zudem die kompletten Ergebnisse der dynamischen Berechnung aller Typenzüge eingetragen. Die Darstellung des Antwortspektrums zeigt, dass der Resonanzbereich  $v_{\text{res},2}$  maximale Biegemomente hervorbringt, die nahezu identisch mit dem des statischen Lastbildes UIC 71 sind. Für die Geschwindigkeiten  $v_{\text{res},1,k}$  sind jedoch erhebliche Erhöhungsfaktoren zu verzeichnen. Im möglichen Geschwindigkeitsbereich  $\eta^* \leq \eta_{\text{max}}^*$  ergibt sich als Maximalwert ein Erhöhungsfaktor auf das  $\Phi_2$ -fache Bemessungsmoment des Lastbildes UIC 71 von  $m_{\text{max}}^* = 2,64$ .

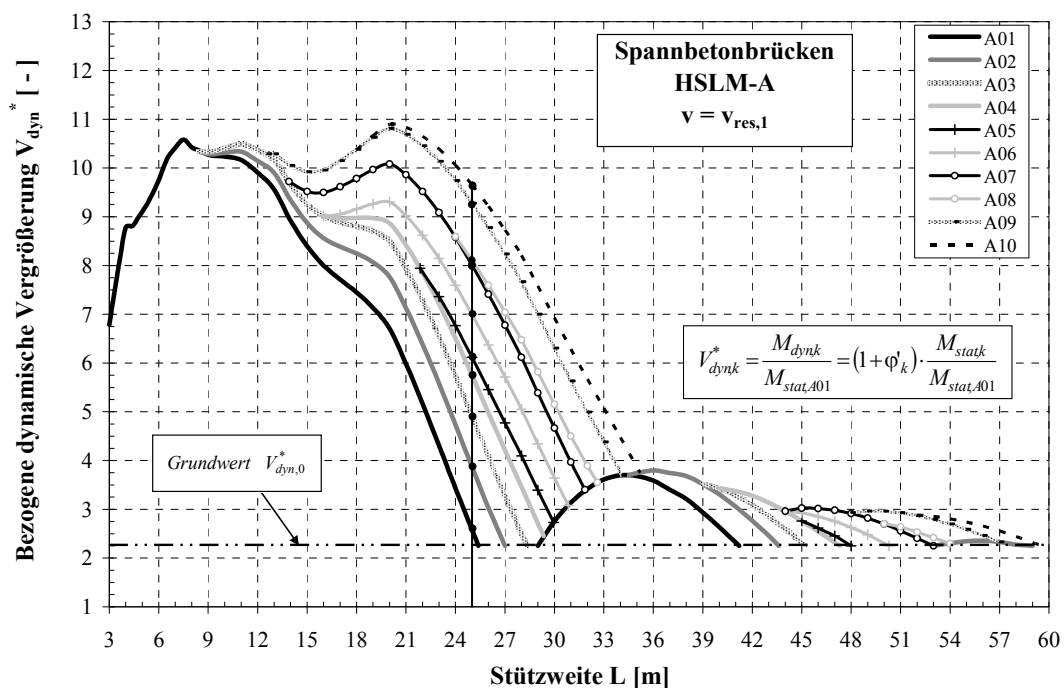


Abb. 5-7: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für das Beispiel 1 (Spannbetonbrücken,  $v_{res,1}$ )

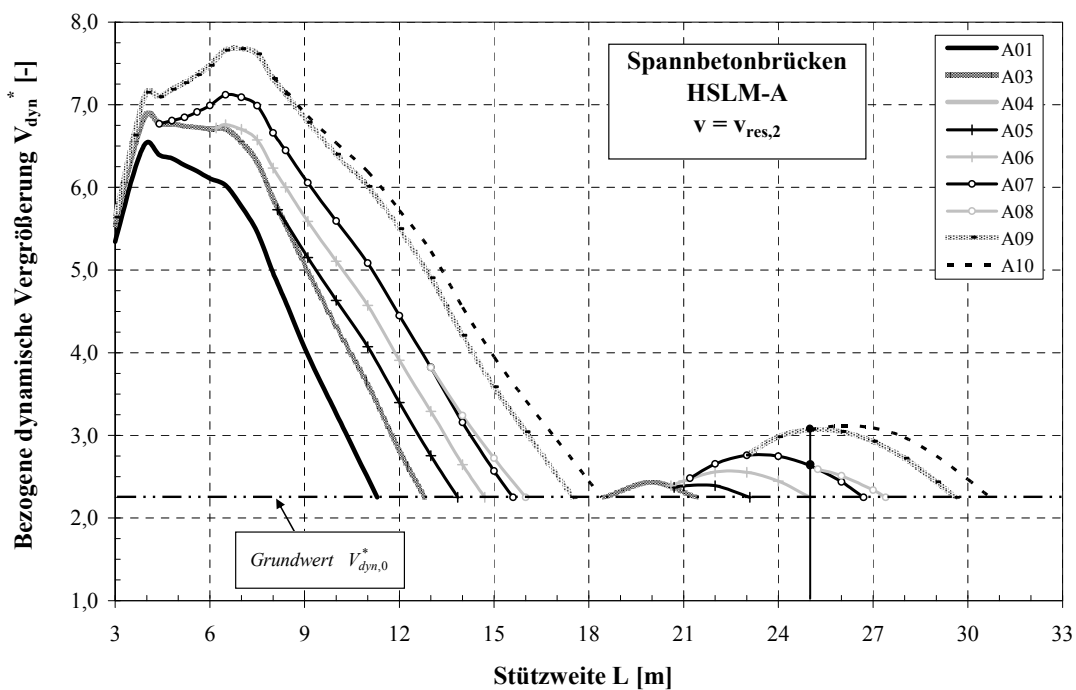


Abb. 5-8: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für das Beispiel 1 (Spannbetonbrücken,  $v_{res,2}$ )

## 5 Entwicklung eines Antwortspektrums

Tabelle 5-1: Übersicht der Berechnungsergebnisse für das Beispiel 1

		Lastmodell UIC 71								
		L =	25	m	M <sub>UIC 71</sub> =		8.910	kNm		
		Φ <sub>2</sub> =	1,12	[-]	Φ <sub>2</sub> · M <sub>UIC 71</sub> =		9.979	kNm		
		Typenzüge HSLM A01 bis A10								
M <sub>stat,A01</sub> =		3230	kNm	a <sub>0</sub> =		0,5	v <sub>sup</sub> =		350	km/h
v <sub>res,1,A01</sub> =		259,2	km/h	φ'' =		0,027	η <sub>max</sub> <sup>*</sup> =		1,35	[-]
m <sub>0</sub> <sup>*</sup> =		0,760	[-]	1+a <sub>0</sub> φ'' =		1,014	n <sub>0</sub> =		4,0	Hz
Zug k		L <sub>üp</sub>	k <sub>v</sub>	v <sub>res,i,k</sub>	η <sub>ik</sub> <sup>*</sup>	V <sub>dyn,k</sub> <sup>*</sup>	M <sub>dyn,k</sub>	M <sub>ges,k</sub>	m <sub>k</sub> <sup>*</sup>	Δm <sup>*</sup> /m <sup>*</sup> (+)
[-]		[m]	[-]	[km/h]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
V <sub>res,2</sub>	A07	24	0,978	172,8	0,652	2,63	8.494	8.610	0,86	0,12
	A09	26	0,976	187,2	0,705	3,07	9.915	10.050	1,01	0,14
V <sub>res,1</sub>	A01	18	0,980	259,2	0,980	2,57	8.300	8.413	0,84	
	A02	19	0,969	273,6	1,023	3,90	12.595	12.767	1,28	0,21
	A03	20	0,969	288,0	1,076	4,95	15.987	16.205	1,62	0,21
	A04	21	0,976	302,4	1,139	5,75	18.570	18.823	1,89	0,14
	A05	22	0,980	316,8	1,198	6,15	19.862	20.133	2,02	0,07
	A06	23	0,977	331,2	1,249	7,05	22.769	23.079	2,31	0,13
	A07	24	0,978	345,6	1,303	8,05	25.998	26.353	2,64	0,12
	A08	25	0,980	360,0	1,361	8,15	26.321	26.680	2,67	0,01
	A09	26	0,978	374,4	1,412	9,30	30.035	30.445	3,05	0,12
	A10	27	0,980	388,8	1,470	9,70	31.327	31.754	3,18	0,04

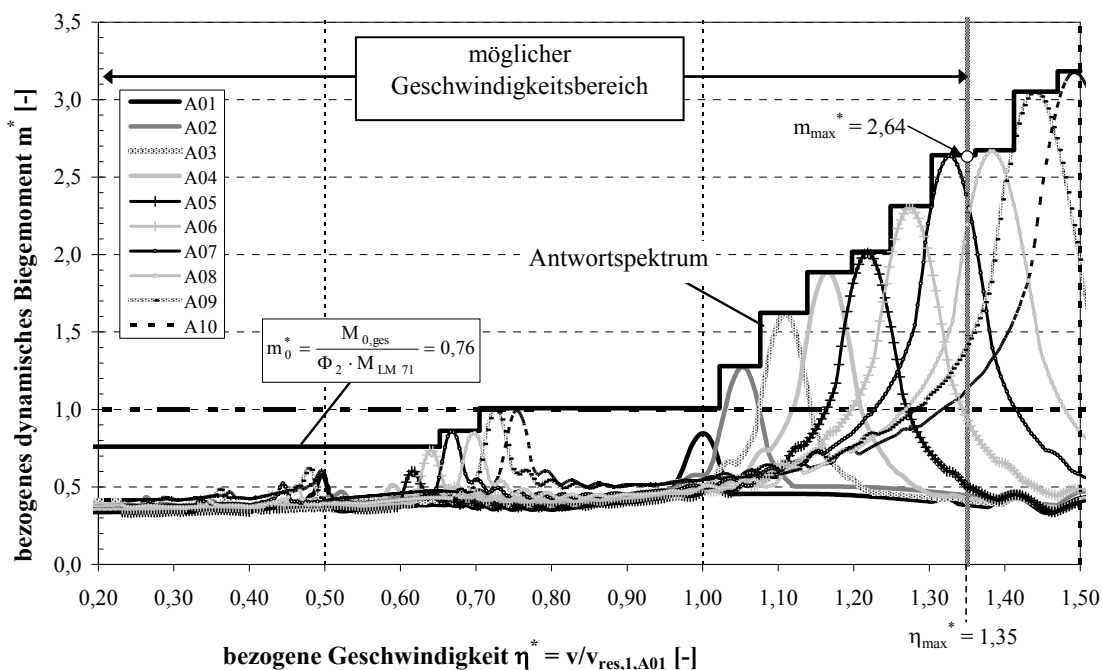


Abb. 5-9: Antwortspektrum für das Beispiel 1 (Spannbetonbrücke,  $L = 25m$ , HSLM-A)

Mit Hilfe des Antwortspektrums ist es nun einfach, die Konstruktion hinsichtlich einer Vermeidung des Resonanzbereichs  $v_{\text{res},1}$  zu verändern. Die hierzu notwendige Modifikation der Eigenfrequenz  $n_0$  kann nach Gl. 5-12 berechnet werden:

$$n_0 \geq \frac{v_{\text{sup}}}{\eta_{\text{zul}}^* \cdot L_{\text{üp,A01}}} = \frac{350 \text{ km/h}}{1,02 \cdot 18\text{m} \cdot 3,6} = \underline{\underline{5,3 \text{ Hz}}} \quad \text{Gl. 5-18}$$

Hierbei wurde eine maximal akzeptierte bezogene Geschwindigkeit  $\eta_{\text{zul}}^* = 1,02$  unterstellt, die bei Betrachtung des Antwortspektrums sicherstellt, dass der Typenzug HSLM-A02 die dynamische Tragwerksreaktion des Resonanzbereiches  $v_{\text{res},2}$  gerade nicht übersteigt. Dieses Beispiel zeigt außerdem, dass der Wert  $V_{\text{dyn},2}^*$  des Zuges A09 den entsprechenden Wert  $V_{\text{dyn},1}^*$  des Zuges A01 übertrifft und letzterer in der Erstellung des Antwortspektrums nicht benötigt wird (vgl. auch schraffierten Bereich in Tabelle 5-1).

Die vorgeschlagene Erhöhung der Eigenfrequenz von  $n_{0,a} = 4,0\text{Hz}$  auf  $n_{0,b} = 5,3\text{Hz}$  führt im vorliegenden Fall dazu, dass die dynamische Brückenreaktion infolge Überfahrt der Typenzüge A01 bis A10 (nahezu) identisch mit der des Lastbildes UIC 71 ist und keine weiteren Maßnahmen bei der Bemessung des Überbaus erforderlich werden. Die Erhöhung der bezogenen Biegemomente  $m^*$  infolge des geringfügig größeren dynamischen Zuwachses  $\varphi''$  beträgt im betrachteten Beispiel lediglich 2% und kann vernachlässigt werden.

#### 5.4.2 Beispiel 2: Stahlbetonbrücke, $L = 6,50\text{m}$

Für einen kurzen Stahlbetonüberbau ( $L = 6,50\text{m}$ ) wurde in einer Voruntersuchung die 1. Biege-Eigenfrequenz mit  $n_0 = 7,70\text{Hz}$  ermittelt. Die Bauwerksdämpfung einschließlich der Zusatzdämpfung für die Interaktion Zug-Brücke beträgt  $\zeta_{\text{ges}} = 2,60\%$ . Gemäß Abb. 5-1 sind für eine Stahlbetonbrücke der Stützweite  $L = 6,50\text{m}$  prinzipiell die Resonanzbereiche  $v_{\text{res},1}$  bis  $v_{\text{res},4}$  von Bedeutung. Die für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu verwendende maximale Zuggeschwindigkeit ist mit  $v_{\text{sup}} = 310 \text{ km/h}$  festgelegt und führt zu folgendem Maximalwert der bezogenen Geschwindigkeit  $\eta_{\text{max}}^*$ :

$$\begin{aligned} \eta_{\text{max}}^* &= \frac{v_{\text{sup}}}{n_0 \cdot 18\text{m}} = \frac{310 \text{ km/h}}{7,7 \text{ Hz} \cdot 18\text{m} \cdot 3,6} = 0,621 < 0,95 \cdot 1 = 0,95 \quad \text{Gl. 5-19} \\ &> 0,95 \cdot \frac{1}{2} = 0,475 \end{aligned}$$

Die Werte  $v_{\text{res},1,k}$  liegen demnach außerhalb des möglichen Geschwindigkeitsbereiches, so dass für die dynamische Beurteilung die Resonanzbereiche  $v_{\text{res},2}$  bis  $v_{\text{res},4}$  übrig bleiben.



## 5 Entwicklung eines Antwortspektrums

Der Grundwert  $m_0^*$  berechnet sich wie folgt:

$$m_0^* = 0,75 \cdot (1 + a_0 \cdot \varphi'') = 0,75 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,199) = 0,824 \quad \text{Gl. 5-20}$$

Hier wird bereits deutlich, dass der dynamische Zuwachs  $\varphi''$  aufgrund der geringen Stützweite und der damit verbundenen höheren Eigenfrequenz höhere Werte liefert im Vergleich zum vorherigen Beispiel 1. Eine Übersicht aller notwendigen Eingangsparameter zur Bestimmung des Antwortspektrums ist in Tabelle 5-2 enthalten. Die erforderlichen Werte der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  können Anhang B entnommen werden (Abb. B-12 bis Abb. B-14). Die schraffierten Bereiche in Tabelle 5-2 deuten auch hier auf Überschneidungen der Resonanzbereiche hin, die bei der Aufstellung des Antwortspektrums nach Abb. 5-10 berücksichtigt werden müssen. So erreicht der Zug A03 seine kritische Geschwindigkeit  $v_{\text{res},3}$  vor der Geschwindigkeit  $v_{\text{res},4}$  des Zuges A10. Folglich sind diese beiden Werte im Antwortspektrum zu tauschen. Außerdem braucht die dynamische Reaktion des Lastbildes A10 für  $v_{\text{res},3}$  nicht berücksichtigt zu werden, da das bezogene Biegemoment des Zuges A01 für den Resonanzbereich  $v_{\text{res},2}$  einen vergleichsweise größeren Wert liefert und beide Züge ihre Maximalwerte für identische bezogene Zuggeschwindigkeiten  $\eta^* = 0,490$  erreichen.

Tabelle 5-2: Übersicht der Berechnungsergebnisse für das Beispiel 2

Lastmodell UIC 71										
L =	6,50	m	M <sub>UIC 71</sub> =			825	kNm			
Φ <sub>2</sub> =	1,43	[-]	Φ <sub>2</sub> · M <sub>UIC 71</sub> =			1.182	kNm			
Typenzüge HSLM A01 bis A10										
M <sub>stat,A01</sub> =	386	kNm	a <sub>0</sub> =			0,5	[-]	v <sub>sup</sub> =	310	km/h
v <sub>res,1,A01</sub> =	499	km/h	φ'' =			0,199	[-]	η* <sub>max</sub> =	0,62	[-]
m <sub>0</sub> * =	0,824	[-]	1+a <sub>0</sub> ·φ'' =			1,099	[-]	n <sub>0</sub> =	7,70	Hz
Zug k	L <sub>üip</sub>	k <sub>v</sub>	v <sub>res,i,k</sub>	η <sub>ik</sub> *	V <sub>dyn,k</sub> *	M <sub>dyn,k</sub>	M <sub>ges,k</sub>	m <sub>k</sub> *	Δm <sup>*</sup> /m <sup>*</sup> (+)	
[-]	[m]	[-]	[km/h]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	
V <sub>res,4</sub>	A09	26	0,978	180,2	0,353	2,61	1.008	1.109	0,93	0,12
	A10	27	0,980	187,1	0,368	2,77	1.070	1.176	0,99	0,02
V <sub>res,3</sub>	A03	20	0,980	184,8	0,363	2,72	1.051	1.155	0,97	0,04
	A05	22	0,980	203,3	0,399	3,01	1.163	1.278	1,08	0,08
	A06	23	0,979	212,5	0,417	3,37	1.302	1.431	1,20	0,11
	A07	24	0,980	221,8	0,436	3,74	1.445	1.588	1,34	0,10
	A09	26	0,975	240,2	0,469	4,42	1.708	1.877	1,58	0,15
	A10	27	0,980	249,5	0,490	4,54	1.754	1.928	1,62	0,03
V <sub>res,2</sub>	A01	18	0,980	249,5	0,490	5,03	1.943	2.136	1,80	0,10
	A03	20	0,980	277,2	0,544	5,61	2.167	2.383	2,01	0,10
	A06	23	0,980	318,8	0,626	5,68	2.194	2.412	2,03	0,01
	A07	24	0,980	332,6	0,653	5,98	2.310	2.540	2,14	0,05
	A09	26	0,980	360,4	0,708	6,47	2.500	2.748	2,31	0,08
V <sub>res,1</sub>	A01	18	0,966	499,0	0,966	8,55	3.303	3.631	3,06	0,24
	A03	20	0,980	554,4	1,089	8,55	3.303	3.631	3,06	0,00

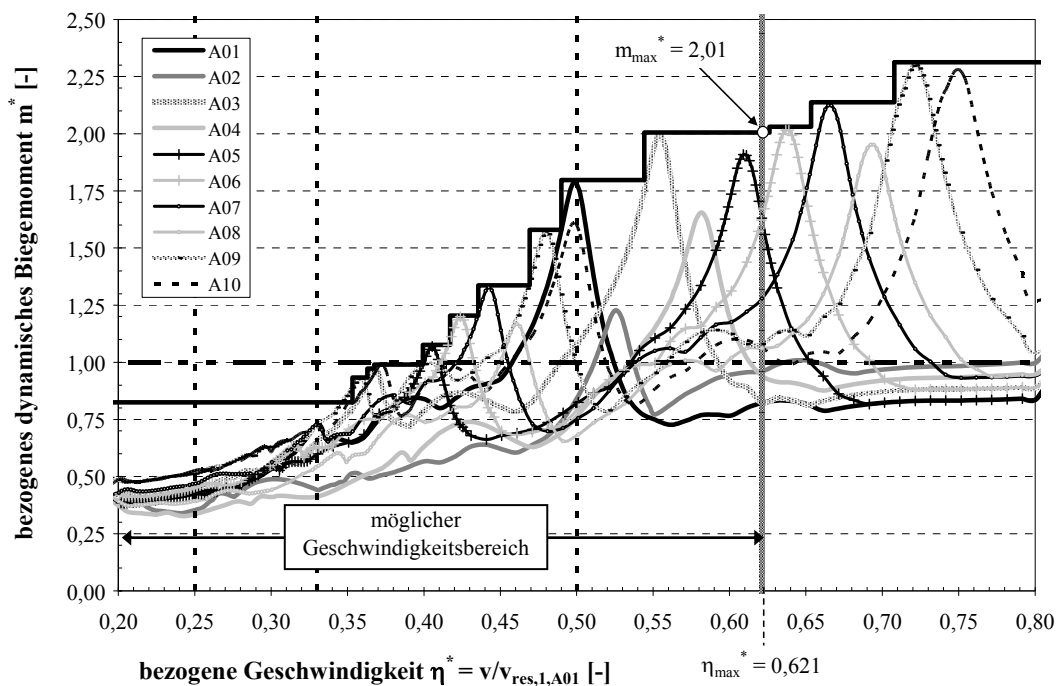


Abb. 5-10: Antwortspektrum für das Beispiel 2 (Stahlbetonbrücke,  $L = 6,5\text{m}$ , HSLM-A)

Dem Antwortspektrum sind wie in Beispiel 1 die detaillierten Berechnungsergebnisse hinzugefügt. Der Graph des Spektrums zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Maximalwerten der einzelnen Zugreaktionen. Aus dieser Darstellung lässt sich außerdem nachvollziehbar ableiten, wie die Reihung der Zuglastbilder in den entsprechenden  $V_{\text{dyn}}^*$ -Diagrammen zustande kommt. Im Resonanzbereich  $v_{\text{res},2}$ , d.h. für  $\eta^* \geq 0,50$ , spielen die Lastbilder A02, A04, A05, A08 und A10 keine Rolle, da sie keine zusätzliche Erhöhung der Hüllkurve aus den übrigen Zügen hervorrufen. Die  $V_{\text{dyn}}^*$ -Diagramme sind unter Ausnutzung dieser Tatsache bereits auf die wesentlichen Informationen reduziert.

Im vorliegenden Beispiel kann für die maximal zu berücksichtigende Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{sup}} = 310\text{km/h}$  ( $\eta_{\text{max}}^* = 0,621$ ) ein Maximalwert des bezogenen Biegemoments  $m_{\text{max}}^* = 2,01$  ermittelt werden. Für eine Reduzierung der dynamischen Tragwerksreaktion auf das Niveau des Lastbildes UIC 71 ( $\eta_{\text{zul}}^* \cong 0,4$ ) müsste die Eigenfrequenz auf  $n_0 \cong 12\text{Hz}$  angehoben werden, was aufgrund der Abhängigkeit der Eigenfrequenz  $n_0$  von der Wurzel der Biegesteifigkeit  $EI$  fast eine Verdreifachung der Steifigkeit erforderlich macht. Im Streckenbestand der DB AG trifft man für derart kurze Bauwerke häufig Stahlbeton-Rahmentragwerke an, die einerseits systembedingt im Vergleich zu Einfeldbalken eine höhere Steifigkeit aufweisen und andererseits aufgrund der seitlichen Bettung weniger empfindlich auf den Erregungsmechanismus schnell überfahrender Radsätze reagieren.

### 5.4.3 Beispiel 3: Verbundbrücke, $L = 12\text{m}$ , Betriebszüge

In einem letzten Beispiel wird die Ermittlung eines Antwortspektrums unter der Belastung der in Kapitel 4.5.3 näher untersuchten Betriebszüge ICE1, ICE3, ICE-T(3xBR415) und Thalys2 vorgestellt. Als Referenzzug wird der Thalys2 gewählt. Der Überbau hat eine Stützweite  $L = 12\text{m}$  und weist eine Eigenfrequenz von  $n_0 = 4,3\text{Hz}$  auf. Die jeweiligen statischen Biegemomente  $M_{\text{stat},k}$  können Abschnitt 4.5.3.3 entnommen werden. Die entsprechenden dynamischen Zuwächse  $\varphi_k'$  sind für Stahl- und Verbundbrücken in Anhang C dargestellt. Exemplarisch enthält Abb. 5-11 die entsprechende Darstellung für den Betriebszug Thalys2, für den – separat betrachtet – die Geschwindigkeiten  $0,63 \cdot v_{\text{res},1}$ ,  $0,67 \cdot v_{\text{res},1}$ ,  $0,72 \cdot v_{\text{res},1}$  und  $0,983 \cdot v_{\text{res},1}$  von Belang sind.

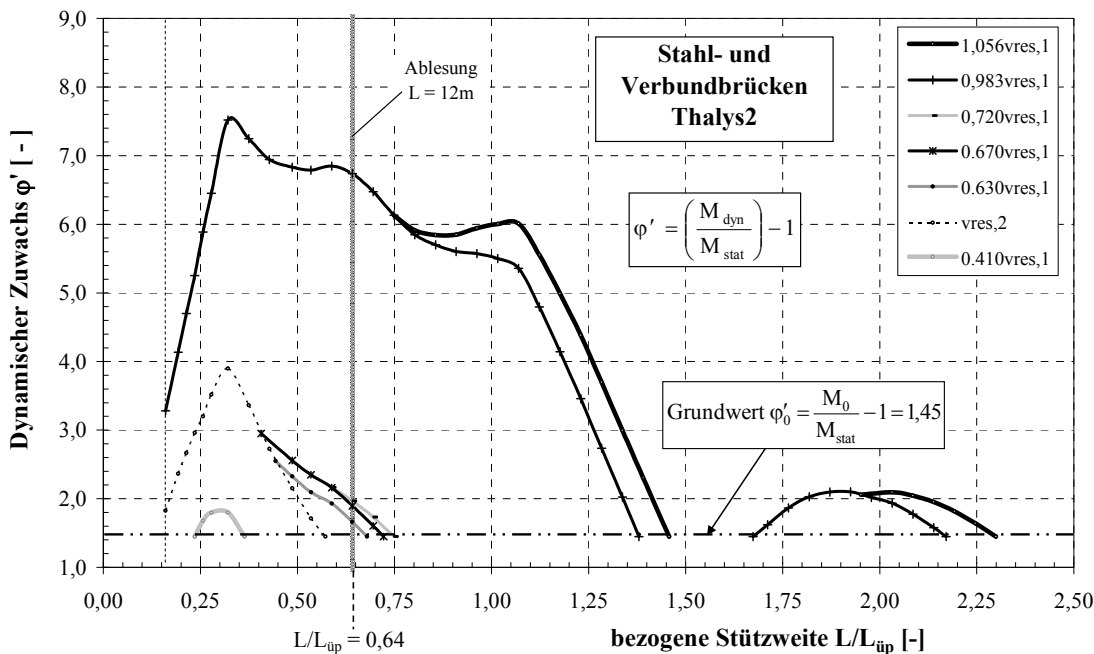


Abb. 5-11: Dynamischer Zuwachs  $\varphi'$  für den Thalys2 (Stahl- und Verbundbrücken)

Die gesammelten Eingangsinformationen aller zu untersuchenden Züge sind in Tabelle 5-3 zusammengefasst. Es wird deutlich, dass das Antwortspektrum nur aus einigen wenigen Abstufungen besteht, da die Mehrzahl der für die einzelnen Züge relevanten Maxima bereits durch die Hüllkurve aller Züge abgedeckt ist. Für dieses Beispiel bestimmen lediglich die Reisezüge Thalys2 und ICE3 die Ordinaten des Antwortspektrums, die Züge ICE1 und ICE-T(3xBR415) spielen bei der Ermittlung des Maximalwerts der dynamischen Tragwerksreaktion für keine Zuggeschwindigkeit eine Rolle (siehe schraffierte Bereiche in Tabelle 5-3). Die Sortierung und Auswahl der relevanten Sprünge des Antwortspektrums in Abb. 5-12 ist für die Belastung durch die Betriebszüge Aufgabe des Anwenders, bereitet jedoch keinen großen Aufwand. Die maximale Zuggeschwindig-

keit  $v_{\text{sup}} = 384 \text{ km/h}$  liefert im vorliegenden Fall einen maximalen Skalierungsfaktor  $m_{\text{max}}^* = 2,89$  und überschreitet die Schnittgrößen des Lastbildes UIC 71 somit erheblich.

Tabelle 5-3: Übersicht der Berechnungsergebnisse für das Beispiel 3

Lastmodell UIC 71												
L =		12,00	m	M <sub>UIC 71</sub> =		2.514		kNm				
Φ <sub>2</sub> =		1,26	[-]	Φ <sub>2</sub> · M <sub>UIC 71</sub> =		3.170		kNm				
Typenzüge HSLM A01 bis A10												
				a <sub>0</sub> = 0,5		v <sub>sup</sub> =		384		km/h		
v <sub>res,1,Thalys2</sub> =		289		km/h		φ'' = 0,009		η <sub>max</sub> <sup>*</sup> =		1,33	[-]	
m <sub>0</sub> <sup>*</sup> =		0,753		[-]		1+a <sub>0</sub> ·φ'' = 1,004		n <sub>0</sub> =		4,3		Hz
v <sub>crit</sub>	L <sub>üp</sub>	k <sub>v</sub>	v <sub>res,i,k</sub>	η <sub>ik</sub> <sup>*</sup>	φ'	M <sub>stat,k</sub>	M <sub>ges,k</sub>	m <sub>k</sub> <sup>*</sup>	Δm <sup>*</sup> /m <sup>*</sup> (+)			
	[m]	[-]	[km/h]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]			
Thalys2	0,63 · v <sub>res,1</sub>	18,7	0,979	182,4	0,617	1,69	992	2,672	0,84	0,11		
	0,67 · v <sub>res,1</sub>		0,980	193,9	0,657	1,90		2,881	0,91			
	0,72 · v <sub>res,1</sub>		0,980	208,4	0,706	1,97		2,950	0,93			
	0,983 · v <sub>res,1</sub>		0,932	284,6	0,916	6,81		7,750	2,44	0,58		
ICE3	v <sub>res,2</sub>	24,775	0,972	191,8	0,644	2,67	885	3,251	1,03	0,18		
	v <sub>res,1</sub>		0,975	383,5	1,291	9,35		9,161	2,89	0,15		
ICE-T(3xBR415)	v <sub>res,2</sub>	25,9	0,980	200,5	0,679	1,70	846	2,287	0,72			
	0,570 · v <sub>res,1</sub>		0,980	228,5	0,774	1,79		2,363	0,75			
	0,645 · v <sub>res,1</sub>		0,980	258,6	0,875	2,00		2,541	0,80			
	0,740 · v <sub>res,1</sub>		0,980	296,7	1,004	2,11		2,634	0,83			
	0,866 · v <sub>res,1</sub>		0,980	347,2	1,175	3,33		3,666	1,16			
	v <sub>res,1</sub>		0,980	400,9	1,357	9,60		8,968	2,83			
ICE1	v <sub>res,1</sub>	26,4	0,980	408,7	1,384	7,14	968	7.886	2,49			

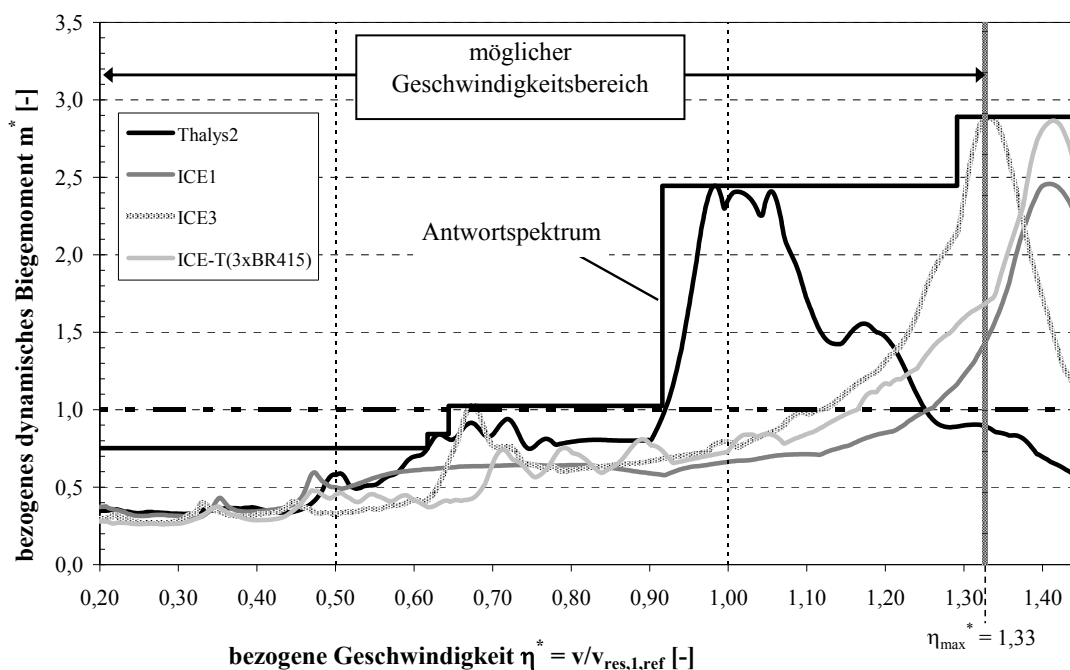


Abb. 5-12: Antwortspektrum für das Beispiel 3 (Verbundbrücke,  $L = 12 \text{ m}$ , Betriebszüge)

### 5.5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Kapitel wurde eine vereinfachte Vorgehensweise zur Ermittlung der dynamischen Brückenreaktion unter der Belastung von Hochgeschwindigkeitszügen vorgestellt, die in der Definition eines *Antwortspektrums für Eisenbahnbrücken* mündete. Die entwickelte Methodik macht eine explizite dynamische Berechnung von einfeldrigen Eisenbahnbrücken entbehrlich und liefert mit minimalem Arbeitsaufwand hinreichend genaue Ergebnisse, die denen einer detaillierten dynamischen Tragwerksanalyse entsprechen.

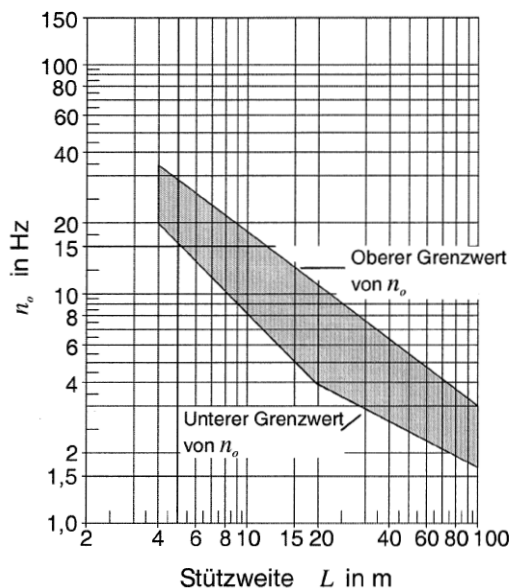
Hierzu wurden die graphisch aufbereiteten Informationen zur dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  bzw. zum dynamischen Zuwachs  $\phi'$  aus Kapitel 4.5 mit einfachen analytischen Beziehungen in bezogene Biegemomente in Feldmitte des Brückenüberbaus überführt und den entsprechenden kritischen Geschwindigkeiten zugeordnet. Durch die Bezugnahme aller ermittelten Kenngrößen auf die entsprechenden Werte des Referenzlastbildes HSLM-A01 gelang es, alle in dieser Arbeit identifizierten Einflussparameter in einer Darstellung zusammenzuführen, die vom anwendenden Ingenieur projektspezifisch eigenständig erstellt werden kann. Die prinzipielle Methodik des vorgestellten Verfahrens ist dabei nicht auf Biegemomente beschränkt, sondern kann mit den in Kapitel 4.7 angegebenen Gleichungen auch auf andere Antwortgrößen, beispielsweise die Durchbiegung oder die Beschleunigung in Feldmitte erweitert werden. Ebenso ermöglicht das Verfahren problemlos eine Anpassung der Bauwerksdämpfung oder der Eigenfrequenz für den Fall, dass aus Schwingungsmessungen verbesserte Informationen zur Verfügung stehen. Die Werte der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  können hierzu mit den Angaben aus Kapitel 4.6 in beliebige Dämpfungsmaße  $\zeta$  überführt werden. Eine Veränderung der Eigenfrequenz führt zu veränderten Resonanzgeschwindigkeiten, die jedoch aufgrund der normierten Darstellungsweise keine Veränderung des Spektrums zur Folge haben und sich nur im maximal zu berücksichtigenden Funktionswert des Antwortspektrums niederschlagen.

Neben der Ermittlung eines Antwortspektrums wurde außerdem gezeigt, wie im Falle einer übermäßigen Resonanzerregung eine Verbesserung des dynamischen Tragverhaltens erreicht werden kann. Insbesondere bei einer notwendigen Modifikation des betrachteten Tragsystems stellt das Antwortspektrenverfahren ein sehr nützliches und anschauliches Hilfsmittel dar. Die Vorgehensweise zur Ermittlung eines Antwortspektrums und dessen anschließende Interpretation wurden abschließend an einigen ausgewählten Beispielen illustriert.

## 6 BEMESSUNGSHILFEN ZUR VORDIMENSIONIERUNG

### 6.1 Einführung

Die derzeit bekannten Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung sind ausführlich in Kapitel 2.3.3.1 dargestellt. Die Begrenzung der ersten Eigenfrequenz  $n_0$  in Abhängigkeit der Stützweite nach Abb. 2-13 stellt dabei ein sehr nützliches und einfach zu verwendendes Hilfsmittel dar. Leider ist dessen Gültigkeit an die zusätzliche Einhaltung des „Stützweitenkriteriums“  $L \geq 40\text{m}$  oder des „Geschwindigkeitskriteriums“  $v_0 \leq 200\text{km/h}$  gekoppelt und schränkt die Anwendbarkeit erheblich ein. Für moderne Hochgeschwindigkeitsstrecken mit maximalen Streckengeschwindigkeiten von  $v_{\text{sup}} = 350\text{km/h}$  und mehr, wie sie in jüngster Vergangenheit häufig im asiatischen Raum gebaut wurden, haben sich Einfeldträgerketten mit Stützweiten zwischen 25m und 35m häufig als wirtschaftlichste Variante erwiesen, was einen Einsatz der Frequenzgrenzen nach Abb. 2-13 ausschließt.



oberer Grenzwert:

$$n_{0,\text{sup}} = 94,76 \cdot L^{-0,748}$$

unterer Grenzwert:

für  $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$  gilt:

$$n_{0,\text{inf}} = \frac{80}{L}$$

für  $20\text{m} < L \leq 100\text{m}$  gilt:

$$n_{0,\text{inf}} = 23,58 \cdot L^{-0,592}$$

Abb. 6-1: Grenzwerte für die 1. Biegeeigenfrequenz  $n_0$  (Ril 804 (2003))

Die Erweiterung des Anwendungsbereichs dieser Frequenzgrenzen auf höhere Zuggeschwindigkeiten ist in diesem Zusammenhang somit sinnvoll und notwendig. Derartige Informationen können bereits in einem sehr frühen Planungsstadium dazu verwendet werden, die (steuerbaren) Systemkenngrößen so zu wählen, dass eine genauere dynamische Berechnung nicht erforderlich wird und sämtliche Nachweise konventionell mit dem Lastmodell UIC 71 geführt werden können. Gelingt dies nicht, so kann alternativ das in Kapitel 5 vorgestellte Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken zur Ermittlung der maximalen dynamischen Beanspruchung angewendet werden.

Im vorliegenden Abschnitt der Arbeit werden zur Beurteilung der Notwendigkeit einer expliziten dynamischen Berechnung die Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A zugrunde gelegt, wobei Abb. 2-13 im Gegensatz dazu den bisherigen Erfahrungsbereich bestehender Brückentragwerke ohne direkten Bezug zu einzelnen Betriebszügen darstellt. Die Verwendung der Typenzüge HSLM-A01 bis A10 hat den Vorteil, dass implizit auch alle derzeitigen Betriebszüge abgedeckt sind und eine Beurteilung der Bauwerkseigenfrequenz auf dieser Grundlage immer eine Abschätzung auf der sicheren Seite darstellt.

Ergänzend zur bestehenden Darstellung der Frequenzgrenzen nach Ril 804 (2003) müssen jedoch zwei weitere Parameter in die Betrachtung aufgenommen werden. Die Ausführungen in Kapitel 5 zur Erstellung eines Antwortspektrums zeigen, dass zur Ermittlung der maßgebenden dynamischen Tragwerksreaktion neben der Eigenfrequenz  $n_0$  auch die maximal zu berücksichtigende Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{sup}}$  von entscheidender Bedeutung ist. Die folgenden Betrachtungen erfolgen aus diesem Grund für fünf vordefinierte „Grenzgeschwindigkeiten“  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$ ,  $250\text{km/h}$ ,  $300\text{km/h}$ ,  $350\text{km/h}$  und  $400\text{km/h}$ , für die in Abhängigkeit der Stützweite  $L$  die jeweils niedrigste Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  gesucht wird, bei der eine Überschreitung des Lastbildes UIC 71 beobachtet wird. Außerdem erfolgen die Untersuchungen getrennt nach den bereits bekannten Brückenbauarten „Stahl- und Verbundbrücken“, „Spannbetonbrücken“ und „Stahlbetonbrücken bzw. Brücken mit einbetonierten Stahlträgern“ (WIB-Brücken). Die daraus resultierende variable Bauwerksdämpfung  $\zeta$  bestimmt in Einzelfällen ebenfalls die Größe der gesuchten Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$ .

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse verfolgen generell das Ziel, die untere Grenze  $n_{0,\text{inf}}$  der bestehenden Frequenzbereiche nach Ril 804 (2003) näher zu spezifizieren, da diese die Anfälligkeit von Eisenbahnbrücken gegenüber Resonanzschwingungen mit abnehmender Eigenfrequenz beschreibt. Die obere Grenze  $n_{0,\text{sup}}$  hingegen reglementiert die Gültigkeit des dynamischen Zuwachses  $\phi$  (vgl. Kapitel 2.3.3.1) und wird in diesem Zusammenhang nicht weiter hinterfragt.

## 6.2 Entwicklung von Abgrenzungskriterien

Die Entscheidung, ob eine explizite dynamische Tragwerksanalyse notwendig ist, wird im Folgenden anhand des maximalen dynamischen Biegemoments in Feldmitte getroffen. Denkbar wäre auch eine Einbeziehung der Beschleunigungsgrenzwerte  $a_{\max} = 3,5\text{m/s}^2$  (Schotteroberbau) bzw.  $a_{\max} = 5,0\text{m/s}^2$  (Feste Fahrbahn). Darauf wurde jedoch in der vorliegenden Untersuchung verzichtet, da bei der Berücksichtigung der Beschleunigungen zusätzlich zur Grenzgeschwindigkeit und zum Brückentyp die Bauwerksmasse und die Oberbauart als Einflussparameter zu beachten sind, was eine einfache zur Vordimensionierung geeignete Darstellung unmöglich macht. Ist der Nachweis der auftretenden Bauwerksbeschleunigungen von Interesse, so kann dieser bei Kenntnis des dynamischen Biegemoments  $M_{\text{ges}}$  (z.B. mit Hilfe des Antwortspektrums nach Kapitel 5), separat mit den Beziehungen aus Kapitel 4.7 geführt werden.

Im Weiteren wird also die niedrigste Eigenfrequenz  $n_0$  gesucht, für die bei vorgegebener Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  erstmalig eine Überschreitung des Biegemoments infolge  $\Phi_2$ -fachen Lastbildes UIC 71 auftritt.

$$M_{\text{dyn},k} \cdot (1 + 0,5 \cdot \varphi'') \geq \Phi_2 \cdot M_{\text{UIC 71}} \quad \text{Gl. 6-1}$$

Diesem Kriterium liegt die Annahme einer guten bis sehr guten Gleislagequalität zugrunde ( $a_0 = 0,5$ ;  $\Phi = \Phi_2$ ), die für Hochgeschwindigkeitsstrecken üblicherweise anzutreffen ist. Bei der Ermittlung des maximalen Biegemoments  $M_{\text{UIC 71}}$  wird außerdem vorausgesetzt, dass die Achslasten  $P = 250\text{kN}$  durch den Oberbau eine ausreichende Lastverteilung in Längsrichtung erfahren und somit zur Schnittgrößenermittlung des Überbaus durch eine äquivalente Gleichstreckenlast  $p = (4 \cdot 250\text{kN}) / 6,40\text{m} = 156,25\text{ kN/m}$  (siehe Abb. 2-6) ersetzt werden können.

Zunächst werden die maßgebenden Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  für eine Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$  ermittelt. Abb. 6-2 zeigt die Ergebnisse dieser Untersuchung für alle drei Brückentypen unter Zugrundelegung der entsprechenden Bauwerksdämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003). Dabei wurde eine lineare Auftragung der Ergebnisse gewählt, die im Gegensatz zur doppelt-logarithmischen Darstellung nach Abb. 2-13 eine einfachere und genauere Ablesung ermöglicht. Für große Bereiche der Stützweite  $L$  kann qualitativ eine gute Übereinstimmung der ermittelten Frequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  mit der bestehenden Frequenzgrenze  $n_{0,\text{inf}}$  festgestellt werden. Für Stützweiten  $L < 20\text{m}$  liefern die dynamischen Analysen sogar günstigere, also niedrigere, Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$ , so dass in diesem Fall geringere als nach Ril 804 (2003) vorgeschriebene Eigenfrequenzen  $n_0$  zulässig sind, ohne dass eine Überschreitung des Lastbildes UIC 71 auftritt. Ab  $L \geq 30\text{m}$  liefern die Berechnungen annähernd identische Ergebnisse im Vergleich zur unteren Grenze  $n_{0,\text{inf}}$ . Dazwi-



schen liegt ein Bereich, in dem die erforderlichen Eigenfrequenzen sich sprunghaft verändern und zwischen den Brückentypen teilweise erhebliche Unterschiede zu verzeichnen sind. Im Fall der Stahl- und Verbundbrücken ergeben sich Grenzfrequenzen  $n_{0,lim}$ , die über den zulässigen Werten nach Ril 804 (2003) liegen.

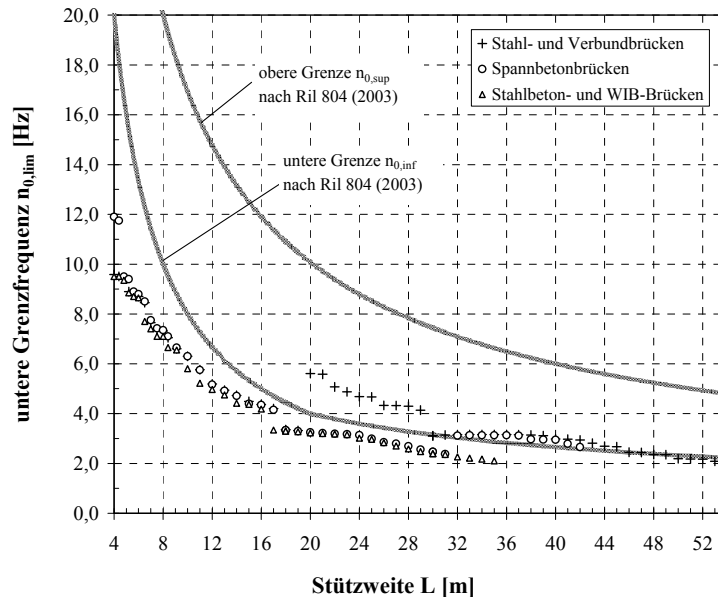


Abb. 6-2: Untere Grenzwerte der Eigenfrequenz  $n_{0,lim}$  für eine Grenzgeschwindigkeit  $v_{lim} = 200 \text{ km/h}$  im Vergleich zu den bestehenden Frequenzgrenzen nach Ril 804 (2003)

Aus Abb. 6-2 kann zudem noch die „Grenzstützweite“  $L_{lim}$  entnommen werden. Diese ergibt sich je nach Bauweise aus dem größten Wert der Stützweite  $L$ , für die noch eine Grenzfrequenz  $n_{0,lim}$  ausgewiesen ist.

- $L_{lim} = 35 \text{ m}$  für Stahlbeton- und WIB-Brücken
- $L_{lim} = 42 \text{ m}$  für Spannbetonbrücken
- $L_{lim} = 54 \text{ m}$  für Stahl- und Verbundbrücken

Bei Überschreitung der Grenzstützweite  $L_{lim}$  ist in jedem Fall das Lastbild UIC 71 bemessungsrelevant, so dass unabhängig von der Eigenfrequenz  $n_0$  des Tragwerks auf eine explizite dynamische Tragwerksanalyse verzichtet werden kann. Die Abstufung der Grenzstützweite  $L_{lim}$  ist auf die unterschiedlichen Bauwerksdämpfungen zurückzuführen. Ab  $L \geq 30 \text{ m}$  ist für Stahlbeton- und WIB-Brücken ein konstanter Wert  $\zeta = 1,5\%$ , für Spannbetonbrücken  $\zeta = 1,0\%$  und für Stahl- und Verbundbrücken  $\zeta = 0,5\%$  anzusetzen. Für Stahlbeton- und WIB-Brücken ist bei  $L_{min} = 35 \text{ m}$  letztmalig eine Überschreitung des UIC 71 Lastbildes unter der Belastung des HSLM-A10 ( $L_{lim}/L_{üp} = 1,30$ ) zu verzeichnen, so dass für diesen Brückentyp bezogene Stützweiten über das erste Minimum  $\mu_{1,1} = 1,5$  hinaus nicht weiter betrachtet werden müssen (vgl. Abb. 4-26). Anders verhält es sich bei

den übrigen beiden Brückenbauarten. Für Spannbetonbrücken liefert das zweite Maximum der Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  bis zum Typenzug HSLM-A04 ( $L_{lim}/L_{üp} = 42\text{m}/21\text{m} = 2,00$ ) vergleichsweise größere dynamische Biegemomente. Stahl- und Verbundbrücken ergeben bei gleicher bezogener Stützweite aufgrund der niedrigeren Bauwerksdämpfung sogar bis zum Typenzug HSLM-A10 ( $L_{lim}/L_{üp} = 54\text{m}/27\text{m} = 2,00$ ) relevante dynamische Tragwerksreaktionen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die bestehenden Frequenzgrenzen  $n_{0,inf}$  für eine Grenzgeschwindigkeit  $v_{lim} = 200\text{km/h}$  und Ansatz der Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A nahezu uneingeschränkt verwendet werden können. Lediglich für Stahl- und Verbundbrücken und Stützweiten  $20\text{m} \leq L \leq 29\text{m}$  ist eine Anhebung der unteren Grenze  $n_{0,inf}$  erforderlich.

### Stahl- und Verbundbrücken

Der Hintergrund sich sprunghaft verändernder Grenzfrequenzen  $n_{0,lim}$  wird im Weiteren am Beispiel der Stahl- und Verbundbrücken erläutert (siehe Abb. 6-3). Es lassen sich im Wesentlichen zwei verschiedene „Sprungtypen“ beobachten. Einerseits resultiert die Veränderung des maßgebenden Resonanzgeschwindigkeitsbereiches in einer deutlichen Veränderung der Grenzfrequenz  $n_{0,lim}$ . Dieses Phänomen kann in Abb. 6-3 beim Übergang von  $L = 17\text{m}$  auf  $L = 18\text{m}$  festgestellt werden.

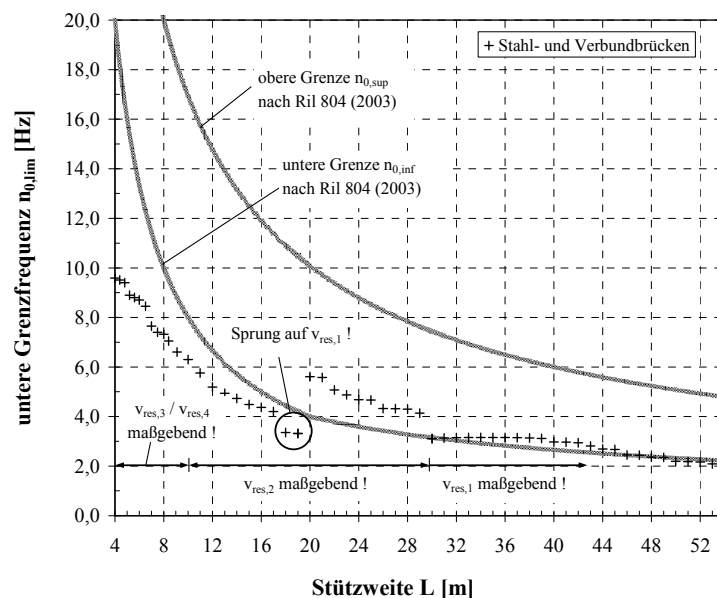
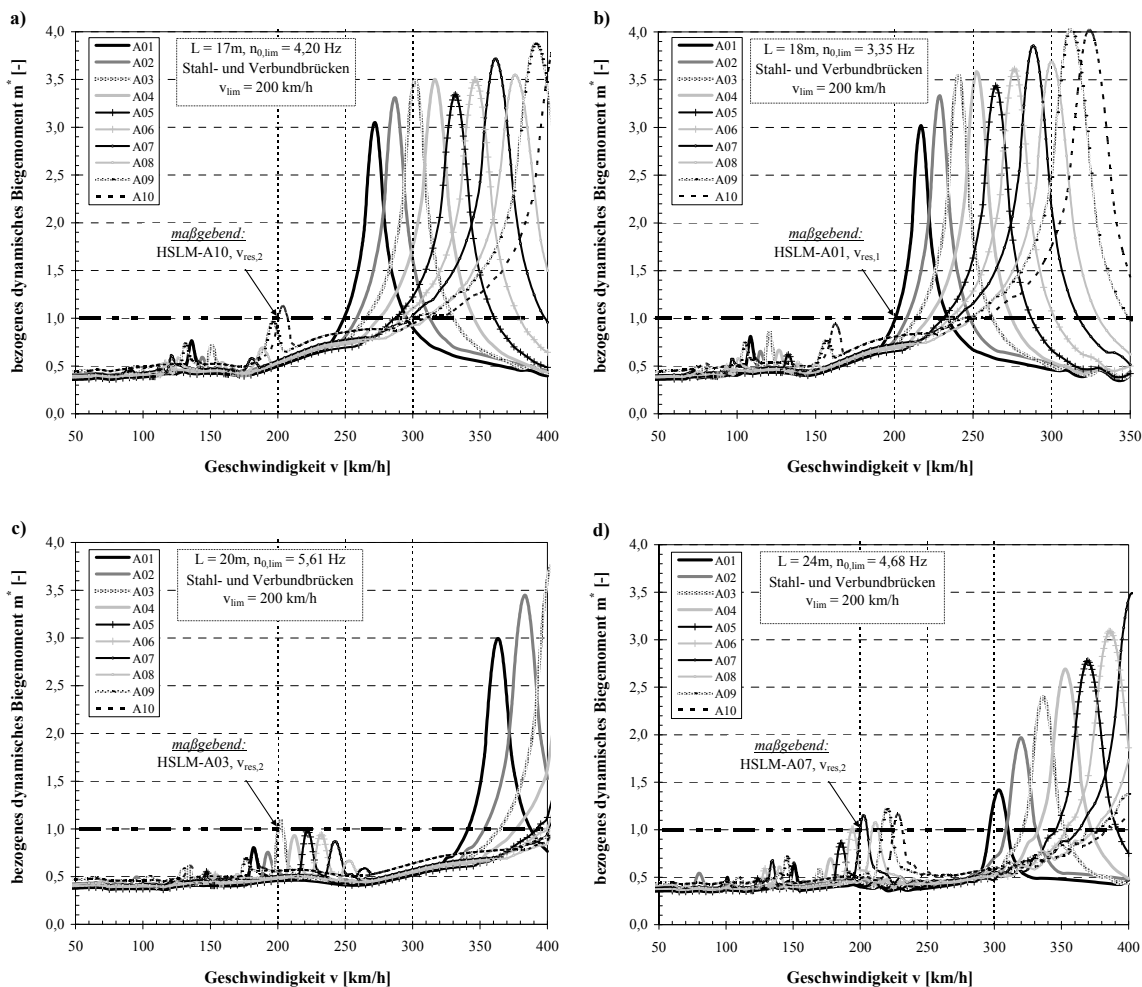


Abb. 6-3: Untere Grenzwerte der Eigenfrequenz  $n_{0,lim}$  für Stahl- und Verbundbrücken bei einer Grenzgeschwindigkeit  $v_{lim} = 200\text{km/h}$

Abb. 6-4a und b enthalten die zugehörigen Verläufe des bezogenen Biegemoments  $m^*$  über die Zuggeschwindigkeit  $v$ . Definiert sich für  $L = 17\text{m}$  die Frequenz  $n_{0,\text{lim}}$  noch über den Bereich  $v_{\text{res},2}$  (HSLM-A10,  $L/L_{\text{üp}} = 0,63$ ), so liefern für  $L = 18\text{m}$  sämtliche dynamischen Tragwerksreaktionen des Resonanzbereiches  $v_{\text{res},2}$  Werte des bezogenen dynamischen Biegemoments  $m^* < 1$ . Unter Zuhilfenahme von Abb. 4-30 lässt sich dieses Ergebnis leicht erklären. Sämtliche Typenzüge weisen für  $L = 18\text{m}$  und  $v_{\text{res},2}$  bezogene Stützweiten  $L/L_{\text{üp}}$  im Bereich kurz vor oder nach dem ersten Minimum  $\mu_{1,2} = 0,75$  auf, die mit geringen Werten des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  einhergehen. Der erste Typenzug, der für die betrachtete Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$  das UIC 71 Lastbild übersteigt, ist nunmehr das Lastbild HSLM-A01 im Resonanzbereich  $v_{\text{res},1}$ . Diese Tatsache äußert sich in einer Parallelverschiebung des Spektrums der dynamischen Tragwerksreaktion und ist gleichbedeutend mit einer Verringerung der zulässigen Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  von  $4,20\text{Hz}$  auf  $3,35\text{Hz}$ , die sich in Abb. 6-3 durch einen deutlichen Sprung bemerkbar macht. Ein ähnliches Verhalten kann bei  $L = 19\text{m}$  beobachtet werden.



Ab  $L = 20\text{m}$  übersteigt jedoch der Resonanzbereich  $v_{\text{res},2}$  mit dem Typenzug HSLM-A03 erneut das UIC 71 Lastbild (siehe Abb. 6-4c), da dieser sich bei einer bezogenen Stützweite  $L/L_{\text{üp}} = 20\text{m}/20\text{m} = 1,00$  gerade im zweiten Maximum des dynamischen Zuwachses nach Abb. 4-30 befindet. Die Forderung  $v_{\text{res},2,A03} > v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$  führt zu einem sprunghaften Anstieg der erforderlichen Eigenfrequenz auf  $n_{0,\text{lim}} = 5,61\text{Hz}$ , der sogar das Niveau des entsprechenden Wertes bei  $L = 17\text{m}$  ( $n_{0,\text{lim}} = 4,20\text{Hz}$ ,  $v_{\text{res},2}$ , A10) merkbar übertrifft. Lässt man die Ergebnisse für  $L = 17\text{m}$  und  $L = 18\text{m}$  vorübergehend außer acht, so kann demnach der zweite „Sprungtypus“ definiert werden. Der *Wechsel des maßgebenden Typenzuges innerhalb des gleichen Resonanzbereichs*  $v_{\text{res},i}$ , in diesem Fall von HSLM-A10 „zurück“ auf A03, führt aufgrund der geringeren Länge über Puffer zu einer Erhöhung der erforderlichen Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$ , um die Forderung  $v_{\text{res},i,k} > v_{\text{lim}}$  zu erfüllen:

$$v_{\text{res},2,A10} = L_{\text{üp},A10} \cdot \frac{n_{0,\text{lim},A10}}{2} \geq v_{\text{lim}} \quad \rightarrow \quad n_{0,\text{lim},A10} > \frac{2 \cdot v_{\text{lim}}}{27\text{m}} \quad \text{Gl. 6-2a}$$

$$v_{\text{res},2,A03} = L_{\text{üp},A03} \cdot \frac{n_{0,\text{lim},A03}}{2} \geq v_{\text{lim}} \quad \rightarrow \quad n_{0,\text{lim},A03} > \frac{2 \cdot v_{\text{lim}}}{20\text{m}} \quad \text{Gl. 6-2b}$$

Der Resonanzbereich  $v_{\text{res},2}$  bringt wiederum bis zu einer Stützweite  $L = 29\text{m}$  größere dynamische Biegemomente hervor als das statische Ersatzlastbild UIC 71 und ist somit maßgebend. Die Überschreitungen sind mit maximal +25% bei  $L = 24\text{m}$  zwar moderat, können jedoch nicht gänzlich vernachlässigt werden (siehe Abb. 6-4d). Ab  $L = 30\text{m}$  wird die Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  durch den Resonanzbereich  $v_{\text{res},1}$  definiert (siehe Abb. 6-5). Dieser Übergang („Sprungtyp 1“) äußert sich in Abb. 6-3 durch einen Rücksprung der minimal erforderlichen Eigenfrequenz von  $n_{0,\text{lim}} = 4,14\text{ Hz}$  auf  $3,11\text{Hz}$ .

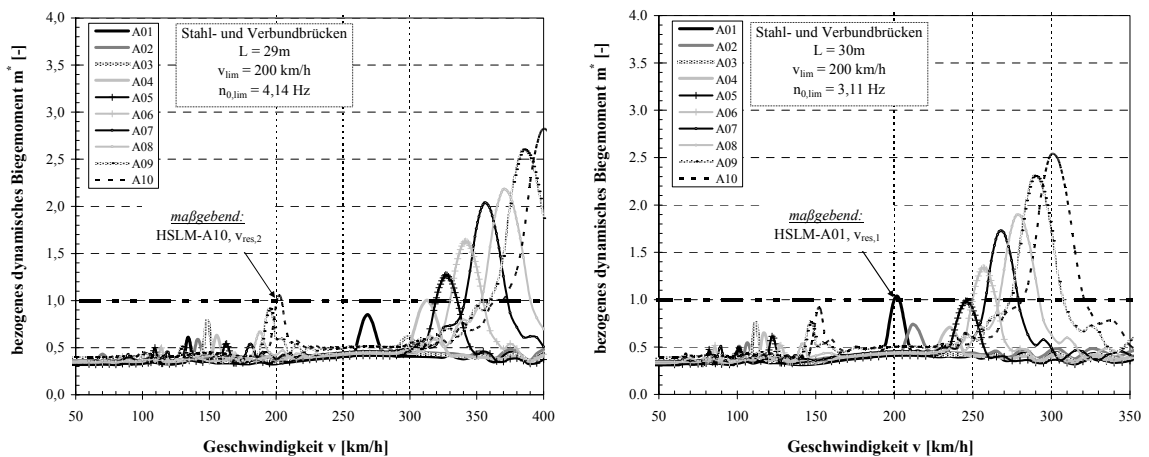


Abb. 6-5: Auswirkung des Übergangs der maßgebenden Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},2}$  auf  $v_{\text{res},1}$  auf die Ermittlung der Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  (Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$ , Stahl- und Verbundbrücken)

Erhöht man nun die Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$ , so erfordert dies im Wesentlichen eine Parallelverschiebung der für 200km/h ermittelten Geschwindigkeitsbänder. Die minimal erforderlichen Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  erhöhen sich entsprechend dieser Parallelverschiebung. Die Erhöhung der Eigenfrequenz  $n_0$  hat wiederum Auswirkungen auf den dynamischen Zuwachs  $\varphi''$ , der mit zunehmender Frequenz ansteigt (vgl. Gl. 2-13). In Einzelfällen verändern sich aus diesem Grund die für die Ermittlung von  $n_{0,\text{lim}}$  maßgebenden Modellzüge. So übersteigt beispielsweise der Typenzug HSLM-A10 für die zuvor diskutierten Stützweiten  $L = 18\text{m}$  und  $19\text{m}$  aufgrund des erhöhten dynamischen Zuwachses  $\varphi''$  ab  $v_{\text{lim}} = 350\text{km/h}$  ebenfalls das Lastbild UIC 71, so dass der für  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$  erläuterte Sprung zwischen  $17\text{m}$  und  $18\text{m}$  bzw.  $19\text{m}$  und  $20\text{m}$  ausbleibt. Abb. 6-6 zeigt eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse für die Grenzgeschwindigkeiten  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$  und  $350\text{km/h}$ . Die ermittelten Frequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  verlaufen überwiegend parallel mit einigen wenigen Ausnahmen (siehe z.B.  $L = 4,0\text{m}$ ). Trotz vereinzelter Ausnahmen lassen sich die Rechenwerte sehr gut über vereinfachte Hüllkurven approximieren, die für  $v_{\text{lim}} \neq 200\text{km/h}$  in Abhängigkeit der für  $200\text{km/h}$  ermittelten Werte aufgestellt werden können.

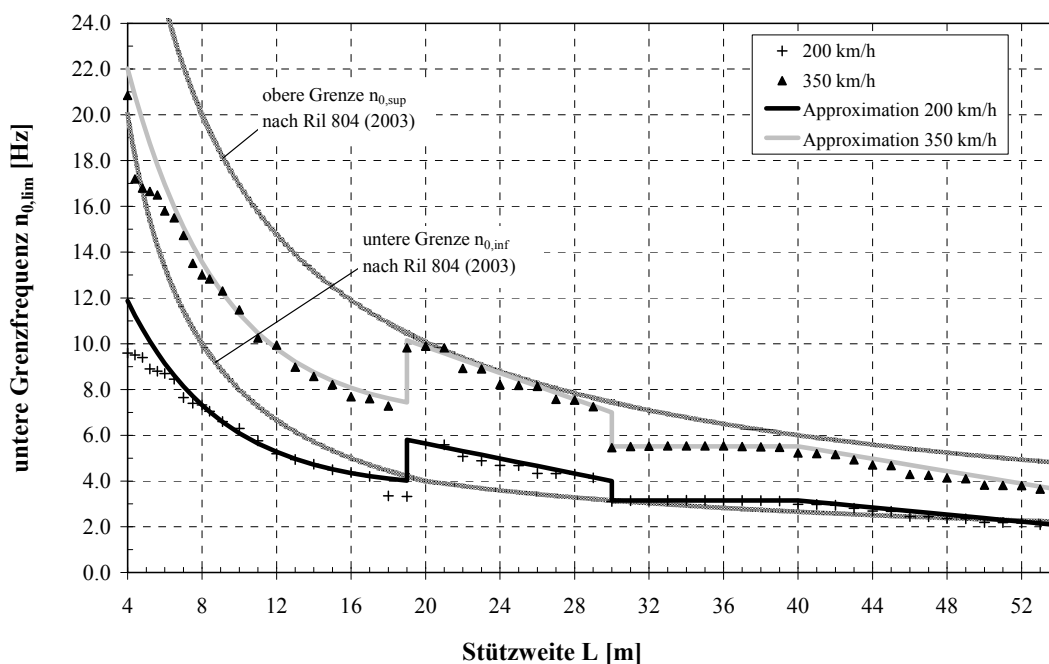


Abb. 6-6: Vorschlag zur Approximation der unteren Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  für einfeldrige Stahl- und Verbundbrücken in Abhängigkeit der Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  (HSLM-A)

Der in Abb. 6-6 dargestellte Vorschlag zur Approximation der Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  kann für Stahl- und Verbundbrücken und variable Grenzgeschwindigkeiten  $v_{\text{lim}}$  wie folgt analytisch beschrieben werden:

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\varphi''} \cdot k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,6 + 18,4 \cdot e^{-L/5} \right) \quad \text{für } L < 19\text{m} \quad \text{Gl. 6-3a}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 5,8 - \frac{1,8}{11} \cdot (L - 19) \right) \quad \text{für } 19\text{m} \leq L < 30\text{m} \quad \text{Gl. 6-3b}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot 3,15 \quad \text{für } 30\text{m} \leq L < 40\text{m} \quad \text{Gl. 6-3c}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,15 - \frac{1,08}{14} \cdot (L - 40) \right) \quad \text{für } 40\text{m} \leq L \leq 54\text{m} \quad \text{Gl. 6-3d}$$

Hierin ist die Stützweite  $L$  stets in [m] einzusetzen, so dass sich die Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  in [Hz] ergibt. Der Beiwert  $k_{\text{lim}}$  zur Berücksichtigung der betrachteten Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  kann dabei wie folgt ermittelt werden:

$$k_{\text{lim}} = \frac{v_{\text{lim}}}{200} \quad \text{mit } v_{\text{lim}} \text{ in [km/h]} \quad \text{Gl. 6-4}$$

Der Parameter  $k_{\varphi''}$  deckt zusätzlich den Einfluss des ansteigenden dynamischen Zuwachses  $\varphi''$  mit zunehmender Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  ab, der hauptsächlich bei kurzen Eisenbahnbrücken mit gleichzeitig hohen Eigenfrequenzen beobachtet werden kann:

$$k_{\varphi''} = 1 + 0,08 \cdot \frac{v_{\text{lim}} - 200}{200} \quad \text{mit } v_{\text{lim}} \text{ in [km/h]} \quad \text{Gl. 6-5}$$

Bei der Betrachtung von Abb. 6-6 fällt auf, dass für Geschwindigkeiten  $v > 350\text{km/h}$  die in diesem Abschnitt abgeleiteten unteren Grenzwerte  $n_{0,\text{lim}}$  die obere Grenze  $n_{0,\text{sup}}$  nach Ril 804 (2003) übersteigen können, die den dynamischen Zuwachs  $\varphi''$  aufgrund von Gleislagefehlern reglementiert (vgl. Kapitel 2.3.3.1). Dies hat zur Folge, dass die vereinfachte Gleichung (Gl. 2-13) zur Ermittlung des dynamischen Zuwachses  $\varphi''$  theoretisch ihre Gültigkeit verliert. Bei einem Überbau, für den Gleisunregelmäßigkeiten gemäß Gl. 2-13 nur eine vernachlässigbare Rolle bei der Ermittlung des gesamten dynamischen Zuwachses  $\varphi$  spielen (vgl. Beispiel 1 und 3 aus Kapitel 5.4), kann diese Tatsache ohne Bedenken unberücksichtigt bleiben. Nimmt  $\varphi''$  in Einzelfällen jedoch deutliche Werte bei der Ermittlung der dynamischen Tragwerksreaktion an, so sollte das weitere Vorgehen in Abstimmung mit der Deutschen Bahn AG und dem Eisenbahnbundesamt abgestimmt werden.

## Spannbetonbrücken

Für Spannbetonbrücken kann der bei Stahl- und Verbundbrücken dokumentierte Sprung innerhalb des Resonanzbereiches  $v_{\text{res},2}$  im Bereich von Stützweiten zwischen  $L = 17\text{m}$  und  $L = 20\text{m}$  nicht beobachtet werden (siehe Abb. 6-7). Der Bereich  $v_{\text{res},2}$  geht in die Ermittlung der Grenzfrequenzen lediglich für bezogene Stützweiten  $L/L_{\text{üp}} < \mu_{1,2}$  ein. Dynamische Biegemomente für das zweite Maximum des dynamischen Zuwachses  $\varphi'$  bei  $0,75 \leq L/L_{\text{üp}} \leq 1,25$  (siehe Abb. 4-30) erreichen aufgrund der im Vergleich zu Stahl- und Verbundbrücken höheren Bauwerksdämpfung den entsprechenden Wert des Lastbildes UIC 71 nicht. Der mittlere Stützweitenbereich ist vielmehr vom Übergang des Resonanzbereiches  $v_{\text{res},2}$  auf  $v_{\text{res},1}$  und der damit verbundenen Reduzierung der erforderlichen Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  gekennzeichnet. Im Bereich kleiner Stützweiten ( $L < 18\text{m}$ ) liefern Spannbetonbrücken ähnliche Ergebnisse wie Stahl- und Verbundbrücken, so dass dieser Bereich mit einer identischen Ansatzfunktion abgebildet werden kann. Zwischen  $L = 31\text{m}$  und  $32\text{m}$  erfolgt wiederum ein Sprung innerhalb des gleichen Resonanzbereiches (*hier*: Resonanzbereich  $v_{\text{res},1}$ ; von A07 auf A01), der einen erneuten Anstieg der  $n_{0,\text{lim}}$ -Werte zur Folge hat. Ein Vorschlag zur geeigneten Approximation der Grenzfrequenzen für Spannbetonbrücken kann Abb. 6-7 entnommen werden. Hier ist eine Gegenüberstellung der Rechenwerte mit den entsprechenden Hüllkurven am Beispiel der Grenzgengeschwindigkeiten  $v_{\text{lim}} = 200\text{km/h}$ ,  $300\text{km/h}$  und  $400\text{km/h}$  dargestellt.

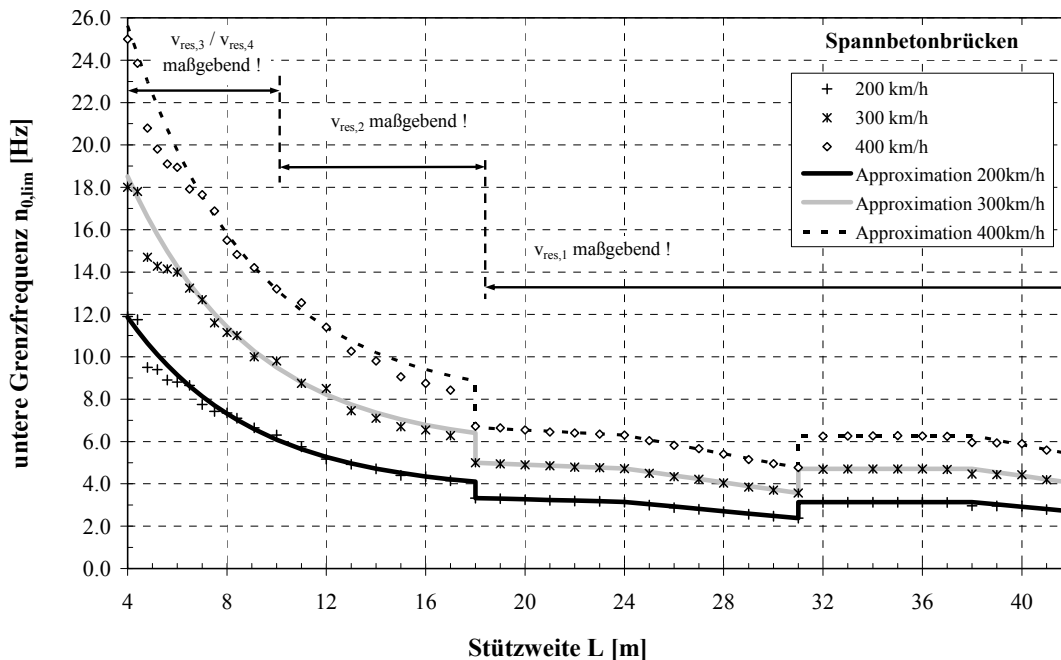


Abb. 6-7: Vorschlag zur Approximation der unteren Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  für einfeldrige Spannbetonbrücken in Abhängigkeit der Grenzgengeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  (HSLM-A)

Die analytische Beschreibung dieser Hüllkurven kann durch die folgenden abschnittsweise definierten Gleichungen erfolgen:

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\varphi''} \cdot k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,6 + 18,4 \cdot e^{-L/5} \right) \quad \text{für } L < 18\text{m} \quad \text{Gl. 6-6a}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,33 - 0,03 \cdot (L - 18) \right) \quad \text{für } 18\text{m} \leq L < 24\text{m} \quad \text{Gl. 6-6b}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,14 - 0,11 \cdot (L - 24) \right) \quad \text{für } 24\text{m} \leq L < 31\text{m} \quad \text{Gl. 6-6c}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot 3,14 \quad \text{für } 31\text{m} \leq L < 38\text{m} \quad \text{Gl. 6-6d}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,14 - 0,11 \cdot (L - 38) \right) \quad \text{für } 38\text{m} \leq L \leq 42\text{m} \quad \text{Gl. 6-6e}$$

Dabei können die bereits in Gl. 6-4 und Gl. 6-5 eingeführten Beiwerte  $k_{\text{lim}}$  und  $k_{\varphi''}$  verwendet werden.

### Stahlbeton- und WIB-Brücken

Die Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  für Stahlbeton- und WIB-Brücken weisen eine im Vergleich zu Spannbetonbrücken ähnliche Tendenz auf (siehe Abb. 6-8).

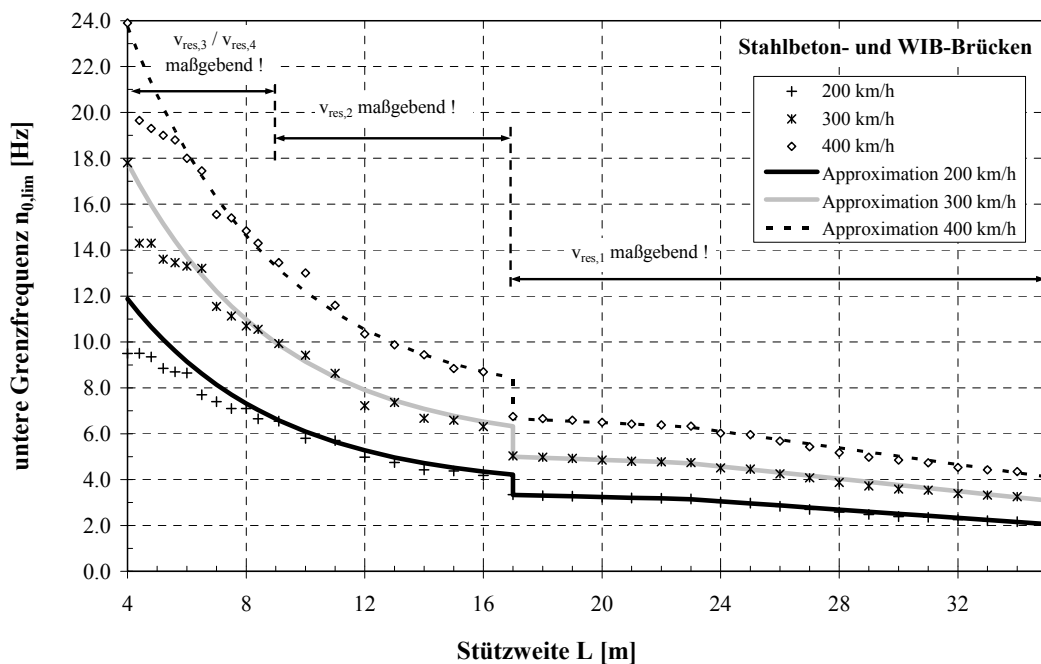


Abb. 6-8: Vorschlag zur Approximation der unteren Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  für einfeldrige Stahlbeton- und WIB-Brücken in Abhängigkeit der Grenzgeschwindigkeit  $v_{\text{lim}}$  (HSLM-A)



Einzigste Ausnahme bildet hier der für Spannbetonbrücken auftretende Sprung innerhalb  $v_{res,1}$  zwischen  $L = 31\text{m}$  (A07) und  $32\text{m}$  (A01), der sich bei Stahlbetonbrücken aufgrund der größeren Dämpfung nicht einstellt. Dies begründet sich in der bereits erwähnten Tatsache, dass für Stahlbeton- und WIB-Brücken das zweite Maximum des dynamischen Zuwachses  $\varphi'$  (Resonanzbereich  $v_{res,1}$ ,  $1,50 \leq L/L_{\text{üp}} \leq 2,50$ , vgl. Abb. 4-26) keine über das Ersatzlastbild UIC 71 hinausgehenden dynamischen Biegemomente hervorbringt, und somit der Typenzug A10 bei  $L = 35\text{m}$  ( $L/L_{\text{üp}} = 1,30$ ) die letzte relevante Grenzfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  markiert.

Die mathematische Formulierung der in drei Bereiche untergliederten Approximationskurven aus Abb. 6-8 ergibt wie folgt:

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,6 + 18,4 \cdot e^{-L/5} \right) \quad \text{für } L < 17\text{m} \quad \text{Gl. 6-7a}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,33 - 0,03 \cdot (L - 17) \right) \quad \text{für } 17\text{m} \leq L < 23\text{m} \quad \text{Gl. 6-7b}$$

$$n_{0,\text{lim}} = k_{\text{lim}} \cdot \left( 3,14 - 0,09 \cdot (L - 23) \right) \quad \text{für } 23\text{m} \leq L < 35\text{m} \quad \text{Gl. 6-7c}$$

Für den Stützweitenbereich  $L < 17\text{m}$  kann wiederum die bereits für die übrigen Brückenbauarten verwendete Ansatzfunktion verwendet werden. Auf die zusätzliche Erhöhung der Grenzfrequenzen durch den Faktor  $k_{\varphi''}$  kann jedoch im Fall der Stahlbeton- und WIB-Brücken verzichtet werden, da die vergleichsweise höhere Dämpfung schon zu leicht verringerten  $n_{0,\text{lim}}$ -Werten führt und die Hüllkurve ohne  $k_{\varphi''}$  die ermittelten Rechenwerte hinreichend beschreibt.

### 6.3 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel enthält einfache Vordimensionierungshilfen, die in Anlehnung an die Abgrenzungskriterien der Ril 804 (2003) eine Beziehung zwischen der minimal erforderlichen Eigenfrequenz  $n_{0,\text{lim}}$  und der Stützweite  $L$  herstellt. Die Grenzfrequenzen  $n_{0,\text{lim}}$  beruhen auf einem Vergleich der maximalen dynamischen Biegemomente in Feldmitte einfeldriger Eisenbahnüberbauten infolge der Typenzüge HSLM-A mit dem entsprechenden Wert des  $\Phi_2$ -fachen statischen Ersatzlastbildes UIC 71. Dabei wird die bestehende normative Regelung für variable Grenzgeschwindigkeiten  $v_{\text{lim}}$  erweitert, so dass je nach maximal zu berücksichtigender Zuggeschwindigkeit  $v_{\text{sup}}$  in einem frühen Planungsstadium eine Information über die notwendige Steifigkeit des Brückenquerschnitts

zur Verfügung steht, bei deren Einhaltung übermäßige Resonanzeffekte vermieden werden.

Unabhängig von der angewendeten Bauweise der Eisenbahnbrücke können in einem ersten Schritt die unteren Grenzwerte  $n_{0,lim}$  für Stahl- und Verbundbrücken nach Abb. 6-9 angewendet werden, die für sämtliche Stützweiten  $L$  die ungünstigsten Werte liefern und somit eine auf der sicheren Seite liegende Hüllkurve aller Brückenbauarten darstellt. Bei Kenntnis der zu verwendenden Brückenbauweise können diese Grenzwerte mit den angegebenen Beziehungen in Abhängigkeit des Brückentyps und der Stützweite noch detaillierter beschrieben werden. Führt diese Vorgehensweise projektspezifisch aufgrund nicht veränderbarer geometrischer Randbedingungen trotzdem zu keinem zufrieden stellenden Ergebnis, so kann mit Hilfe des Antwortspektrenverfahrens nach Kapitel 5 eine quantitative Aussage zur Überschreitung des UIC 71 Lastbildes getroffen werden.

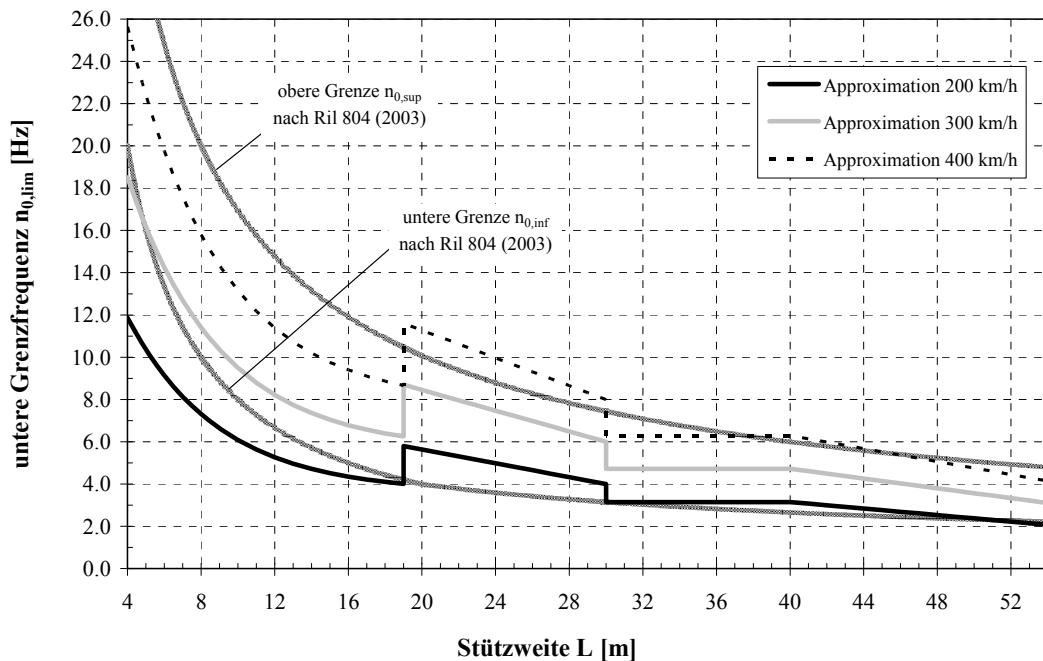


Abb. 6-9: Vorschlag zur Approximation der unteren Grenzfrequenz  $n_{0,lim}$  für einfeldrige Eisenbahnbrücken in Abhängigkeit der Grenzgeschwindigkeit  $v_{lim}$  (HSLM-A)



## 7 RESÜMEE UND AUSBLICK

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken unter der Einwirkung überfahrender Hochgeschwindigkeitszüge. Das Problem einer möglichen Anregung von Eisenbahnüberbauten in Resonanz ist seit Mitte der 1990er Jahre bekannt und ursächlich im Wesentlichen mit der stetig steigenden Reisegeschwindigkeiten moderner Hochgeschwindigkeitszüge verknüpft. Darüber hinaus hat die Weiterentwicklung im Brückenbau zusätzlich zu einer fortschreitenden Optimierung der Querschnitte geführt, die sich in zunehmend schlankeren Tragwerken widerspiegelt. Diese beiden Tendenzen haben in jüngster Vergangenheit dafür gesorgt, dass dynamische Tragwerksanalysen mittlerweile ein fester Bestandteil der Tragwerksplanung von Brücken für Neubau- und Ausbaustrecken im In- und Ausland sind und nicht selten die Dimensionierung des Brückentragwerks entscheidend mitbestimmen. Die Durchführung dynamischer Analysen zur Simulation von Zugüberfahrten stellt jedoch eine sehr anspruchsvolle und zeitintensive Aufgabe im Planungsprozess dar, die ausschließlich von Ingenieuren mit speziellen Kenntnissen in der Baudynamik zu leisten ist und sich zudem häufig nicht hinreichend im Honorar widerspiegelt. Die Reduktion des Arbeitsaufwandes bildete demnach die zentrale Zielsetzung bei der Anfertigung dieser Dissertation, welche in einem vereinfachten Verfahren zur Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion von Eisenbahnbrücken mündete.

Zu Beginn der Arbeit in *Kapitel 2* erfolgte zunächst ein chronologischer Abriss über die geschichtliche Entwicklung der Eisenbahnlasten von Beginn des Eisenbahnbrückenbaus bis heute. Dabei wurde bewusst zwischen Brücken ohne und mit Resonanzgefahr unterschieden. Für Brücken ohne Resonanzgefahr wurde das Hauptaugenmerk auf die ausführliche Darstellung der Hintergrundinformationen zum bestehenden Lastbild UIC 71 und die Entwicklung des zugehörigen Schwingbeiwerts  $\Phi$  gelegt. Dieser Anfang der 1970er Jahre eingeführte und immer noch gültige Lastansatz beruht auf umfangreichen empirischen und theoretischen Untersuchungen aller europäischen Eisenbahnverwaltungen und beinhaltet Biegeschwingungen von einfach gestützten Eisenbahnbrücken für Zuggeschwindigkeiten bis ca. 240km/h. Die Darstellung der technischen Regelungen für Brücken mit Resonanzgefahr dokumentiert neben vereinfachten Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung die wesentlichen Berechnungsgrundlagen, die bei einer expliziten dynamischen Tragwerksanalyse zu beachten sind. Die Ausführungen über normativ geregelte Zuglastbilder, Frequenzbereiche und zu berücksichtigende Eigenformen, Resonanzgeschwindigkeiten, Bauwerksdämpfungen und die rechnerisch zu führenden Nachweise im Rahmen einer Tragwerksplanung definieren so kurz und übersichtlich den derzeitigen Stand der Technik hinsichtlich einer dynamischen Berechnung resonanzgefährdeter Eisenbahnbrücken.

*Kapitel 3* enthält einen Auszug der Grundlagen zur Brückendynamik unter bewegten Lasten, die zum Verständnis der weiteren Untersuchungen und der daraus entwickelten Ansätze notwendig sind. Die Ausführungen beinhalten die Darstellung dreier unterschiedlicher Lösungsverfahren zur Ermittlung der dynamischen Tragwerksreaktion unter ortsveränderlichen Einwirkungen. Dem analytischen Verfahren durch Lösung der partiellen Differentialgleichung der erzwungenen Schwingung eines kontinuierlich massebehafteten Biegestabs folgt die Gegenüberstellung zweier computergestützter Rechenverfahren, die Modale Superposition und das Zeitschrittverfahren nach Newmark. Im Anschluss an diese grundlegenden Informationen hinsichtlich möglicher Berechnungsmethoden sind einige weiterführende Aspekte angefügt, welche speziell der Dynamik von Eisenbahnbrücken zuzuordnen sind. So enthält dieser Abschnitt eine kritische Diskussion der theoretischen Modellbildung, die sehr stark durch die beiden Systemparameter Eigenfrequenz und Dämpfung bestimmt wird. Die Gegenüberstellung gemessener Dämpfungen mit den normativen Vorgaben nach Ril 804 (2003) zeigt, dass letztere eine untere Abschätzung baupraktisch möglicher Dämpfungskennwerte darstellen und Messungen an bestehenden Bauwerken teilweise deutlich höhere Werte hervorbringen. Es ist jedoch auch zu beachten, dass die gemessenen Werte einer erheblichen Streuung unterworfen sind, die sich in der Vielzahl unterschiedlichster Einflussgrößen begründen, und somit die Verwendung unterer Grenzwerte der Bauwerksdämpfung durchaus ihre Berechtigung hat. Die Ermittlung realer Eigenfrequenzen am Bauwerk weist eine ähnliche Tendenz auf. Die für Eisenbahnbrücken spezifische Anordnung eines Oberbaus, entweder als Schotteroberbau oder als Feste Fahrbahn, führt im Regelfall zu einer mehr oder minder starken Erhöhung der Systemsteifigkeit und gleichbedeutend der Eigenfrequenz. Diese Eigenschaft, welche hauptsächlich bei kurzen und mittleren Stützweiten bis ca. 25m zu beobachten ist, beeinflusst signifikant die dynamische Tragwerksreaktion. Letztere hängt maßgeblich von der relativen Lage möglicher Zuggeschwindigkeiten zur Resonanzgeschwindigkeit und somit indirekt von der Eigenfrequenz des Bauwerks ab. Da die Definition der Biege-Eigenfrequenzen im Rahmen einer Entwurfsplanung dem planenden Ingenieur zukommt, unterstützen die in dieser Arbeit zusammengestellten Hinweise eine sorgfältige Wahl des Querschnitts. Weiterführend wurden die für das globale Schwingungsverhalten einer Eisenbahnbrücke relevanten Eigenformen untersucht, die durch eine Zugüberfahrt angeregt werden. Dabei zeigte sich, dass für balkenartige Einfeldträger im Wesentlichen die erste Eigenfrequenz für Biegung von Interesse ist und höhere Eigenformen eine insgesamt untergeordnete Bedeutung haben. Eine Fokussierung der dynamischen Untersuchungen auf die Anregung der ersten Eigenfrequenz ist demzufolge zulässig und führt zu keinen nennenswerten Fehlern. Den Abschluss des dritten Kapitels bildet eine kurze Darstellung der Modellbildung des Zuges. Ist eine detaillierte Wagenkasten-Drehgestell-Radsatz-Modellierung für die Beurteilung des Wohlbefindens der Reisenden noch unerlässlich, so ist dieser Detaillierungsgrad zur Ermittlung der dynamischen Überbaureaktion nicht un-

bedingt erforderlich. Der positive Einfluss der Interaktion Zug-Brücke spielt lediglich im Resonanzfall eine merkbare Rolle und kann, aus umfangreichen Parameteruntersuchungen des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC abgeleitet, vereinfachend über eine Zusatzdämpfung  $\Delta\zeta$  berücksichtigt werden.

Die zuvor behandelten Themenfelder unterstützen zu Beginn des *Kapitels 4* die Wahl und Beschreibung des in dieser Arbeit verwendeten Berechnungsmodells sowie des zugrunde gelegten Berechnungsverfahrens. In diesem Zusammenhang ist insbesondere für kurze Spannweiten die Quantifizierung des positiven Einflusses der Lastverteilung in Brückenlängsrichtung durch den Oberbau von zentraler Bedeutung. Es hat sich gezeigt, dass eine zusätzliche Modellierung des Oberbaus für Eisenbahnbrücken mit Spannweiten  $L \leq 10\text{m}$  zum Teil deutlich günstigere Ergebnisse liefert, da der Oberbau die auftretenden singulären Achslasten über mehrere Schienenstützpunkte verteilt und somit die impulsartige, periodische Anregung abschwächt. Eine Vernachlässigung der lastverteilenden Wirkung des Oberbaus hingegen liefert selbst bei Erregerfrequenzen, bei denen nur jede vierte oder fünfte Eigenschwingung angeregt wird, sehr markante Resonanzspitzen mit erheblich auf der sicheren Seite liegenden Tragwerksreaktionen. Im weiteren Verlauf des Abschnitts wurden dann die Ergebnisse umfangreicher parametrischer Untersuchungen aufbereitet und graphisch dargestellt. Es konnte gezeigt werden, dass der dynamische Zuwachs  $\phi'$  für ein betrachtetes Zuglastbild einerseits sehr stark in Abhängigkeit des Verhältnisses Spannweite zu Wagonlänge variiert, und andererseits vom Wert der auf die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{\text{res},1}$  bezogenen Zuggeschwindigkeit abhängt. Die Berechnungen erfolgten zunächst für eine Referenzdämpfung  $\zeta = 1\%$  und dienten der Darstellung allgemeingültiger Beziehungen bei der dynamischen Belastung von Eisenbahnbrücken durch Hochgeschwindigkeitszüge. Für die Typenzüge HSLM-A01 bis A10, welche auf Strecken des europäischen Hochgeschwindigkeitsnetzes anzuwenden sind, wurde dann eine auf das Lastbild HSLM-A01 bezogene Formulierung entwickelt, die alle zehn Lastbilder vergleichbar in einer Darstellung zusammenfasst. Diese als *bezogene dynamische Vergrößerung*  $V_{\text{dyn}}^*$  bezeichnete Kenngröße basiert auf der Ermittlung des maximalen dynamischen Biegemoments in Feldmitte einfeldriger Brücken und beinhaltet alle wesentlichen Informationen, die für einen Vergleich mit dem statischen Ersatzlastbild UIC 71 erforderlich sind. Diese auf einer Dämpfung  $\zeta = 1\%$  beruhenden dynamischen Lastfaktoren können mittels eines einfachen, analytischen Verfahrens auch an abweichende Bauwerksdämpfungen angepasst werden. Zu diesem Zweck kann über einige wenige Schritte ein Dämpfungsbeiwert  $k_\zeta$  bestimmt werden, mit dessen Multiplikation die dynamische Tragwerksreaktion für eine frei wählbare Bauwerksdämpfung in den Grenzen  $0,5\% \leq \zeta \leq 4,0\%$  berechnet werden kann. Alternativ enthält Anhang B die entsprechenden Darstellungen der bezogenen dynamischen Vergrößerung  $V_{\text{dyn}}^*$  auf Grundlage der in Ril 804 (2003) definierten, stützweitenabhängigen Bauwerksdämpfungen für die Bauweisen „Stahl- und Ver-

bundbrücken“, „Spannbetonbrücken“ und „Stahlbeton- und WIB-Brücken“ zur direkten Verwendung. Neben den bereits genannten Hochgeschwindigkeitslastbildern HSLM-A wurden in Kapitel 4 auch die aktuell in Deutschland verkehrenden realen Betriebszüge untersucht. Hierzu wurden unter Zuhilfenahme dynamischer Zugsignaturen zunächst die Zuglastbilder ermittelt, die sich bei der dynamischen Berechnung von Eisenbahnbrücken als maßgebend herausstellten. Für diese Betriebszüge konnte dann eine integrale Darstellungsform des dynamischen Zuwachses  $\phi'$  abgeleitet werden, mit dessen Hilfe eine schnelle Ermittlung der maximalen Biegemomente in Feldmitte möglich ist. Auch hier wurden in Anhang C direkt zu verwendende graphische Darstellungen des dynamischen Zuwachses für die in Ril 804 (2003) definierten Bauweisen zur Verfügung gestellt. Abschließend enthält das Kapitel 4 darüber hinaus noch Approximationsgleichungen, um dynamische Biegemomente in andere Antwortgrößen zu überführen. Im Einzelnen sind dies die maximale Querkraft am Auflager sowie die maximale Durchbiegung und Beschleunigung in Feldmitte des Eisenbahnüberbaus. Diese für resonante Brückenschwingungen gültigen Gleichungen können zur Ermittlung der erforderlichen Schnitt- und Bewegungsgrößen für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit verwendet werden.

In *Kapitel 5* wird dann ein *Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken* definiert, das auf Grundlage der in Kapitel 4 ermittelten dynamischen Kenngrößen projektspezifisch vom Anwender eigenständig aufgestellt werden kann. Diese in Anlehnung an das Erdbebeningenieurwesen gewählte Darstellungsweise stellt einen Bezug zwischen den kritischen Zuggeschwindigkeiten und des maximal zu untersuchenden Geschwindigkeitsbandes her und liefert eine sehr präzise Abschätzung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion in Form einer einhüllenden Treppenkurve. Ergebnis der Auswertung des Antwortspektrums ist ein Skalierungsfaktor  $m_{\max}^*$  des  $\Phi$ -fachen Bemessungsmomentes des Lastbilds UIC 71, welcher indirekt den Grad der Resonanzgefahr darstellt. Übersteigt der Skalierungsfaktor den Wert  $m_{\max}^* = 1$ , so wird die dynamische Berechnung maßgebend gegenüber einer Berechnung mit dem statischen Ersatzlastbild UIC 71 und sämtliche Nachweise für die Bemessung der Brücke sind auf Grundlage der dynamisch ermittelten Tragwerksreaktionen zu führen. Liegen die derart ermittelten dynamischen Biegemomente deutlich über denen des Lastbildes UIC 71, so ist eine wirtschaftliche Bemessung des ursprünglich betrachteten Querschnitts kaum noch möglich und führt zwangsläufig zur Notwendigkeit einer Steifigkeitsmodifikation. Speziell für diesen Fall offenbart das vorgeschlagene Verfahren enorme Vorteile, da das Antwortspektrum bei Veränderung der Eigenfrequenz nur sehr geringfügig verändert werden muss. Einzig die Ermittlung des maximalen Skalierungsfaktors muss bei Veränderung der Bauwerkseigenfrequenz angepasst werden, womit das Antwortspektrenverfahren ein sehr nützliches Hilfsmittel in einer iterativen Querschnittsermittlung darstellt. Die Erstellung als auch die Interpretation

der Ergebnisse einschließlich einer möglichen Modifikation des Systems werden abschließend an einigen ausgewählten Praxisbeispielen erläutert.

Im abschließenden *Kapitel 6* wurden schließlich Vordimensionierungshilfen entwickelt, die vorab eine Entscheidung über die Notwendigkeit einer expliziten dynamischen Berechnung unterstützen. Diese Abgrenzungskriterien stellen einen einfachen Bezug zwischen der minimal erforderlichen Eigenfrequenz  $n_{0,lim}$  und der Stützweite  $L$  der einfach gestützten Eisenbahnbrücke her. Die Untersuchungen erfolgten auf Grundlage der Hochgeschwindigkeitslastbilder HSLM-A und stellen somit hinsichtlich ihrer Aussage zur Notwendigkeit einer dynamischen Tragwerksanalyse ein auf der sicheren Seite liegendes Kriterium für die derzeit aktuellen Betriebszüge dar. Die Vordimensionierungshilfen wurden getrennt nach den drei Brückenbauarten, und somit implizit den zugehörigen Bauwerksdämpfungen, aufgestellt. Als weitere Eingangsgröße kann die maximale Grenzgeschwindigkeit  $v_{lim}$  in die Beurteilung einfließen, was einen wesentlichen Vorteil gegenüber den aktuell gültigen normativen Regelungen darstellt. Die Grenzfrequenzen sind sowohl in grafischer als auch in analytischer Form angegeben und liefern bereits in einem frühen Planungsstadium eine wertvolle Information über die notwendige Steifigkeit des Brückenquerschnitts, so dass übermäßige Resonanzeffekte vermieden werden.

Die aktuell sehr intensive Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der Eisenbahndynamik sollte es sich über die in dieser Arbeit angesprochenen Themenfelder zum Ziel machen, weitere Informationen zur Werkstoffermüdung für den Fall einer möglichen Resonanzanregung zu sammeln. Die Untersuchung der Werkstoffermüdung von Eisenbahnbrücken wurde erstmals umfangreich in Bagayoko (1999) behandelt, wobei hier jedoch der Resonanzfall explizit ausgeschlossen ist. Demzufolge fordert die Ril 804 (2003) derzeit einen expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis, falls die ungünstigste Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res1,k}$  aller zu untersuchender Betriebszüge/Typenzüge im Bereich der „vorgesehenen Geschwindigkeit  $v_b$  unter Betrieb“ (d.h. zwischen  $0,9 \cdot v_b$  und  $1,1 \cdot v_b$ ) liegt. Das bedeutet, dass das vereinfachte Verfahren der DIN-Fachberichte 102 und 103 unter Verwendung einer schädigungsäquivalenten Doppelspannungsamplitude  $\Delta\sigma_{ref}$  und der dazu benötigten  $\lambda$ -Beiwerte im Resonanzfall nicht ohne Weiteres gültig ist. Es ist vielmehr notwendig, den Schnittgrößenverlauf unter dynamischen Lasten detailliert zu ermitteln, diesen mit einem Zählverfahren in Doppelspannungsamplituden  $\Delta\sigma_i$  und zugehörige Häufigkeiten  $h_i$  zu überführen und deren Schädigung auf Grundlage der linearen Schadensakkumulationshypothese aufzusummieren. Die Auswirkungen einer Anregung von Eisenbahnbrücken in Resonanz bzw. in Resonanznähe auf den Betriebsfestigkeitsnachweis sind jedoch bisher nicht bekannt. Es ist im Resonanzfall sicherlich mit einer deutlichen Abminderung der rechnerischen Lebensdauer zu rechnen, eine Quantifizierung dieser qualitativen Aussage anhand repräsentativer Beispiele steht allerdings noch aus.



Darüber hinaus wären weitergehende Untersuchungen zur Steifigkeit von Eisenbahnbrücken unter Berücksichtigung aller auf dem Überbau angeordneten Oberbauelemente von entscheidender Bedeutung. Die Erfahrung zeigt, dass insbesondere bei Querschnitten mit geringer Querschnittshöhe und kurzen Spannweiten eine nicht zu vernachlässigende Tragwirkung des Oberbaus beobachtet werden kann. Diese Tatsache ist bei Anordnung einer Festen Fahrbahn noch deutlicher ausgeprägt als für einen Schotteroberbau, selbst wenn die Beton-Fahrbahnplatte theoretisch über eine Gleitfolie von der Längskraftabtragung entkoppelt werden soll. Dieser Sachverhalt ist durch eigene und der Literatur entnommenen Untersuchungen dokumentiert, kann jedoch noch nicht als allgemeingültig angesehen werden. Hierzu wären umfangreiche Messprogramme an typischen Querschnittsformen des Eisenbahnbrückenbaus notwendig, um zu abgesicherten Erhöhungsfaktoren der Biegesteifigkeit zu gelangen.

Die in dieser Arbeit angesprochenen Einfeldträger stellen einen großen Teil des aktuellen Brückenbestands im deutschen Schienennetz dar. Daneben sind jedoch auch dynamische Analysen anderer, häufig vorkommender Tragsysteme von Interesse. So kommen beispielsweise zur Überführung von Land- oder Feldwegen sehr häufig Rahmenbauwerke mit Stützweiten zwischen  $L = 4\text{m}$  bis  $6\text{m}$  zur Ausführung, deren dynamisches Verhalten erheblich von der seitlichen Bettung der Rahmenstiele beeinflusst wird. Neuere Entwicklungsimpulse in der Gestaltung von Eisenbahnbrücken, z.B. seitens des 2007 installierten Brückenbeirats der Deutschen Bahn AG, führen in der Zukunft sicherlich auch zur Etablierung neuartiger Tragsysteme. In diesem Zusammenhang sind beispielsweise Durchlaufträger in integraler Bauweise oder Stahlverbundbauwerke zu nennen, deren dynamisches Verhalten ebenfalls noch nicht hinreichend beurteilt wurde.

Zusammenfassend stellt die vorliegende Arbeit ein vereinfachtes Verfahren zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion von einfeldrigen Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr zur Verfügung, welches ohne spezielle baudynamische Kenntnisse für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit angewendet werden kann.

## 8 LITERATURVERZEICHNIS

### Fachliteratur

**Bagayoko, L. (1999):** Betriebsfestigkeit von Eisenbahnbrücken in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise. Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität München.

**Bagayoko, L.; Koch, E.; Patz, R. (2008):** Dynamik von Eisenbahnbrücken. Stahlbau-Kalender 2008, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 647-693.

**Chopra, A. K. (2001):** Dynamics of Structures. 2<sup>nd</sup> edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2001.

**Clough, R. W.; Penzien, J. (1993):** Dynamics of Structures. 2<sup>nd</sup> edition, McGraw-Hill, New York, 1993.

**DB-Leitfaden (2000):** Leitfaden für die dynamische Untersuchung – Dynamische Effekte bei Resonanzgefahr. DB Netz AG, Frankfurt, Juni 2000.

**DB-Leitfaden (2008):** Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken. DB Netz AG, 1. Auflage, *Verfasser:* J. Schlaich, T. Fackler, M. Weißbach, V. Schmitt, C. Ommert, SS. Marx, Frankfurt, Dezember 2008.

**Dinkler, D; Löhr, M. (2003):** Schwingungsverhalten von Brückenbauwerken bei der Überfahrt von Hochgeschwindigkeitszügen. 7. Dresdner Baustatik-Seminar, Auswirkungen von Schwingungen und Erschütterungen auf Bauwerke, TU Dresden, 2003.

**Eibl, J.; Häussler-Combe, U. (1997):** Baudynamik. Beton-Kalender 1997, Teil II, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 755-861.

**Fink, J.; Mähr, T. (2007):** Vereinfachte Methoden zur Berechnung der dynamischen Antwort von Eisenbahnbrücken bei Zugüberfahrt. Stahlbau 76, Heft 10, S. 710-721, Ernst & Sohn, Berlin, 2007.

**Frýba, L. (1996):** Dynamics of Railway Bridges. Thomas Telford, London, 1996.

**Frýba, L. (1998):** Dynamische Beanspruchungen von Eisenbahnbrücken und ihre Einflüsse auf die Ermüdung. Stahlbau 67, Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, S. 627-633.

**Frýba, L. (1999):** Vibrations of Solids and Structures under Moving Loads. 3<sup>rd</sup> edition, Thomas Telford, London, 1999.

**Frýba, L. (2001):** A rough assessment of railway bridges for high speed trains. Engineering Structures (23), Elsevier Science Ltd., p. 548-556, 2001.

**Geier, R.; Österreicher, M.; Pircher, M. (2008):** Langzeitmessungen an einer Eisenbahnbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 6, Ernst & Sohn, Berlin, S. 378-387.

**Goicolea-Ruigómez, J. M.; (2005):** Service limit states for railway bridges in new design codes IAPF and Eurocodes. Conference on „Dynamics of High Speed Railway Bridges“, 20.-23.09.2005, Porto, 2005.

**Handel, C. (2007):** Richtlinie für dynamische Messungen an Eisenbahnbrücken. D-A-CH-Tagung der Österreichischen Gesellschaft für Erdbeningenieurwesen und Baudynamik (OGE), Wien, 27.–28.09.2007.

**Hauser, A; Adam, C. (2007):** Abschätzung der Schwingungsantwort von Brückentragwerken für Hochgeschwindigkeitszüge. D-A-CH-Tagung der Österreichischen Gesellschaft für Erdbeningenieurwesen und Baudynamik (OGE), Wien, 27.–28.09.2007.

**Kollmar, A.; Jacoby, K. (1954):** Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE) – Neuerungen der Ausgabe 1951. Sonderdruck aus „Der Stahlbau“ (23), Heft 1, S. 1-4, Heft 2, S. 33-42, Ernst & Sohn, Berlin, 1954.

**Li, J.; Su, M. (1999):** The resonant vibration for a simply supported girder bridge under high speed trains. Journal of Sound and Vibration, Volume 224 (1999), Issue 5, Elsevier Science Ltd., p. 897-915.

**Marx, S.; (2007):** Resonanznachweis für bestehende Eisenbahnbrücken als Kombination messtechnischer und rechnerischer Verfahren. 4. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“, 27. September 2007, Dresden.

**Melan, J. (1893):** Über die dynamische Wirkung bewegter Lasten auf Brücken. Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 45 (1893), S. 293-300.

**Museros, P.; Alarcón E. (2005):** Influence of the second bending mode on the response of high-speed bridges at resonance. Journal of Structural Engineering, Volume 131 (2005), Issue 3, ASCE, p. 405-415.

**Petersen, C. (1996):** Dynamik der Baukonstruktionen. Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig / Wiesbaden.

**Prommersberger, G.; Siebke, H. (1976):** Das Belastungsbild UIC 71, die neue Bemessungsgrundlage für den Eisenbahnbrückenbau. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) 25 (1976), Heft 1/2, Hestra-Verlag, Darmstadt, S. 33-40.

**Quoos, V.; Fila, R. (1998):** Vorschlag für das neue Lastbild des Internationalen Eisenbahnverbandes (UIC). Stahlbau 67 (1998), Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, S. 642-650.

- Schaechterle, K. (1922):** Verstärkung von eisernen Bahnbrücken für den Verkehr schwerer Lokomotiven. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 77 (1922), S. 233-240.
- Schaechterle, K. (1925):** Zur Entwicklungsgeschichte der Eisenbahnbrücke. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 80 (1925), S. 97-103.
- Schneider, D. (2006):** Dynamische Effekte bei der Brückenüberfahrt von Hochgeschwindigkeitszügen. Diplomarbeit am Institut für Massivbau der TU Darmstadt, Februar 2006.
- Sonntag, P. E. (1983):** Das Forschungsvorhaben „Brücken“ im Rad/Schiene-Programm des Bundesministers für Forschung und Technologie. Eisenbahntechnische Rundschau (ETR) 32 (1983), Heft 12, Hestra-Verlag, Darmstadt, S. 819-825.
- Spengler, M.; Duda, H.; Graubner, C.-A. (2006):** Beanspruchung von Eisenbahnbrücken durch Hochgeschwindigkeitszugverkehr. Einfluss der Oberbauart „Feste Fahrbahn“ auf die strukturdynamischen Eigenschaften und die dynamische Tragwerksreaktion. VDI-Tagung „Baudynamik“, 17.–18.05.2006, Kassel, VDI-Bericht 1941, VDI Verlag GmbH, Düsseldorf, 2006.
- Spengler, M. (2008):** A Contribution to Dynamics of Railway Bridges. Darmstadt Concrete – Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Vol. 23, Darmstadt, 2008.
- Spengler, M.; Graubner, C.-A. (2009):** Vorschlag für ein Antwortspektrum zur Erfassung der Dynamik von Eisenbahnbrücken. Bauingenieur, Band 84 (2009), Heft 1. Springer VDI-Verlag, Düsseldorf, 2009.
- Spengler, M.; Graubner, C.-A. (2009-2):** Ein Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken. 3. VDI-Tagung „Baudynamik“, 14.–15.05.2009, Kassel, VDI Verlag GmbH.
- Stadler, C. (2007):** „RL Dynamik“ - Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken. D-A-CH-Tagung der Österreichischen Gesellschaft für Erdbeningenieurwesen und Baudynamik (OGE), Wien, 27.–28.09.2007.
- Weber, W. (1998):** Schwingbeiwerte und sogenannte „dynamische Beiwerte“ („Schwingfaktoren“) von Eisenbahnbrücken. Stahlbau 67 (1998), Ernst & Sohn, Berlin, S. 659-666.
- Weber, W. (1999):** Die gewölbte Eisenbahnbrücke mit einer Öffnung. Dissertation, Technische Universität München, München, 1999.
- Wilson, E. L. (2001):** Three-Dimensional static and dynamic analysis of structures. CSI Computers and Structures Inc., 3<sup>rd</sup> edition, Berkeley, California, 2001.

**Yang, Y. B.; Yau, J. D.; Hsu, L. C. (1997):** Vibration of simple beams due to trains moving at high speeds. Engineering Structures, Volume 19 (1997), Issue 11, Elsevier Science Ltd., p. 936-944.

**Zabel, V.; Brehm, M. (2008):** Das dynamische Verhalten von Eisenbahnbrücken mit kurzer Spannweite – numerische und experimentelle Untersuchungen. Bauingenieur 83 (2008), Heft 3, Springer VDI-Verlag, Düsseldorf, 2008.

**Zacher, M. (2001):** Dynamik von Eisenbahnbrücken und dessen Auswirkungen auf den Oberbau. EI – Eisenbahningenieur (52), Heft 2, Tetzlaff-Verlag, Darmstadt, 2001.

**Zacher, M.; Baeßler (2007):** Behaviour of Ballast on Railway Bridges. Conference on „Dynamics of High Speed Railway Bridges“, 20.-23.09.2005, Porto.

### **Verweise auf Projektdaten**

**KHP 1:** Rechenwerte der Eigenfrequenz  $n_0$  für Eisenbahnbrücken der Neubaustrecken Karlsruhe-Basel, Köln-Rhein/Main und Taiwan High Speed Rail, Projektdaten des Ingenieurbüros KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft, Frankfurt/Main, unveröffentlicht.

**KHP 2:** Messwerte der Eigenfrequenz  $n_0$  und der Dämpfung  $\zeta$  für rechnerisch resonanzgefährdete Eisenbahnbrücken der Neubaustrecke Köln-Rhein/Main, Projektdaten des Ingenieurbüros KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft, Frankfurt/Main, unveröffentlicht.

### **Technische Forschungsberichte und Merkblätter der UIC**

**D23-RP17 (1970):** Gesamtüberblick über die Arbeiten des Sachverständigenausschusses D23 (Ermittlung der dynamischen Beanspruchung von Eisenbahnbrücken) und Aufstellung von allgemeinen Formeln für die Berechnung der dynamischen Beanspruchung. Report Nr. 17 (Schlussbericht). Technischer Forschungsbericht des Office de Recherche et d'Essays (ORE) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1970.

**D128-RP10 (1979):** Statistische Verteilung der Achslasten und Beanspruchung von Eisenbahnbrücken (Schlussbericht). Technischer Forschungsbericht des Office de Recherche et d'Essays (ORE) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1979.

**D192-RP5 (1996):** Lastbild für die Berechnung der Tragwerke der internationalen Strecken (Schlussbericht), Utrecht, 1996.

**D160 (1984):** Zulässige Durchbiegungen von Brücken. Technischer Forschungsbericht des Office de Recherche et d'Essays (ORE) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1984.

**D190 (1995):** Zulässige Verformungen von Stahlbrücken und Verbundbrücken bei Geschwindigkeiten  $v > 160$  km/h. Technischer Forschungsbericht des Office de Recherche et d'Essays (ORE) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1995.

**D214-RP2 (1999):** Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten  $> 200$  km/h – Empfehlungen für die Berechnung der Steifigkeit des Brückenüberbaus. Technischer Forschungsbericht des European Rail Research Institute (ERRI) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1999.

**D214-RP4 (1999):** Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten  $> 200$  km/h – Wechselwirkung zwischen Zug und Brücke. Technischer Forschungsbericht des European Rail Research Institute (ERRI) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1999.

**D214-RP6 (1999):** Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten  $> 200$  km/h – Berechnung einfach gelagerter Brücken bei der Durchfahrt eines Zugverbands. Technischer Forschungsbericht des European Rail Research Institute (ERRI) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1999.

**D214-RP9 (1999):** Eisenbahnbrücken für Geschwindigkeiten  $> 200$  km/h – Überblick über die Ergebnisse der Forschungsarbeiten des SVA D214. Technischer Forschungsbericht des European Rail Research Institute (ERRI) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1999.

**D214.2-RP1 (2000):** Anwendung von Universalzügen zur dynamischen Bemessung von Eisenbahnbrücken – Zusammenfassung der Berichtergebnisse D214.2 (Schlussbericht). Technischer Forschungsbericht des European Rail Research Institute (ERRI) im Auftrag der UIC, Utrecht, 1999.

**UIC 700 VE (1968):** Klasseneinteilung der Strecken – Zugehörige Lastgrenzen der Güterwagen, 4. Ausgabe, Merkblatt des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC, 1968

**UIC 702 (1974):** Lastbild für die Berechnung der Tragwerke der internationalen Strecken, Merkblatt des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC, 1974.

**UIC 702 (2003):** Ruhende Lastbilder für die Berechnung der Tragwerke internationaler Strecken, Merkblatt des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC, 2003.

**UIC 776-1 E (1994):** Bei der Berechnung von Eisenbahnbrücken zu berücksichtigende Lasten. 4. Ausgabe, Merkblatt des Internationalen Eisenbahnverbandes UIC, 1994.

### Technische Regelwerke

**AKFF (2002):** Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn, 4. Auflage, Ausgabe 2002. Deutsche Bahn AG, Frankfurt/Main.

**BE (1922):** Vorschriften für Eisenbauwerke – Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken (BE). 1. vorläufige Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1922.

**BE (1925):** Vorschriften für Eisenbauwerke – Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE). 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1925.

**BE (1934):** Dienstvorschrift (DV) 804 - Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE). 3. Auflage, Deutsche Reichsbahn, München, 1. Februar 1934.

**BE (1951):** Dienstvorschrift (DV) 804 - Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE). 4. Auflage, Deutsche Bundesbahn, München, 1951.

**Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (1930).** Ernst & Sohn, Berlin, 1930.

**DIN-FB 101 (2003):** DIN-Fachbericht 101. Einwirkungen auf Brücken, 2. Auflage, Ausgabe März 2003.

**DIN-FB 102 (2003):** DIN-Fachbericht 102. Betonbrücken, 2. Auflage, Ausgabe März 2003.

**DIN-FB 103 (2003):** DIN-Fachbericht 103. Stahlbrücken, 2. Auflage, Ausgabe März 2003.

**DIN EN 1991-2 (2003):** Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung, Ausgabe Februar 2003.

**Ril 804 (2003):** Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. DB Netz AG, Mai 2003.

# Anhang



## Anhang A Normative Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

Tabelle A-1: Schwingfaktor  $\Phi$  zur Anwendung für die Lastmodelle UIC 71, SW/0 und SW/2 [UIC 776-1 E (1994)]

$L_\Phi$ [m]	$\Phi_1 = \frac{0,96}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,88$	$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82$	$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73$
$\leq 3,61$	1,44	1,67	2,00
4	1,41	1,62	1,93
5	1,35	1,53	1,79
7	1,27	1,41	1,61
10	1,20	1,31	1,46
15	1,14	1,21	1,32
20	1,10	1,16	1,24
30	1,06	1,09	1,14
40	1,04	1,06	1,08
50	1,02	1,03	1,04
60	1,01	1,01	1,02
$\geq 67,24$	1,00	1,00	1,00
Erhaltungszustand der Strecke	Schwingfaktor für		
	Biegemomente	Querkräfte	
anspruchsvoll	$\Phi_2$	$\Phi_1$	
weniger anspruchsvoll	$\Phi_3$	$\Phi_2$	

# Anhang A – Normative Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

*Tabelle A-2: Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung; Grenzwerte  $(v/n_0)_{lim}$  für Einfeldträger für eine Maximalbeschleunigung  $a_{max} = 3,5m/s^2$  [DIN EN 1991-2 (2003)]*

Masse m [t/m]		≥ 5 < 7	≥ 7 < 9	≥ 9 < 10	≥ 10 < 13	≥ 13 < 15	≥ 15 < 18	≥ 18 < 20	≥ 20 < 25	≥ 25 < 30	≥ 30 < 40	≥ 40 < 50	≥ 50
L [m]	ζ [%]	v/n <sub>0</sub> [m]											
≥ 5,0	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
< 7,5	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
≥ 7,5	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
< 10,0	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
≥ 10,0	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
< 12,5	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
≥ 12,5	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
< 15,0	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
≥ 15,0	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
< 17,5	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
≥ 17,5 < 20,0	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
≥ 20,0 < 25,0	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
≥ 25,0 < 30,0	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
≥ 30,0 < 40,0	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
≥ 40,0	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

## Anhang A – Normative Regelungen zu Einwirkungen auf Eisenbahnbrücken

*Tabelle A-3: Abgrenzungskriterien zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung; Grenzwerte  $(v/n_0)_{lim}$  für Einfeldträger für eine Maximalbeschleunigung  $a_{max} = 5,0m/s^2$  [DIN EN 1991-2 (2003)]*

Masse m [t/m]		≥ 5 < 7	≥ 7 < 9	≥ 9 < 10	≥ 10 < 13	≥ 13 < 15	≥ 15 < 18	≥ 18 < 20	≥ 20 < 25	≥ 25 < 30	≥ 30 < 40	≥ 40 < 50	≥ 50
L [m]	ζ [%]	v/n <sub>0</sub> [m]											
≥ 5,0	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
< 7,5	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
≥ 7,5	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
< 10,0	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
≥ 10,0	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
< 12,5	2	2,71	5,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
≥ 12,5	1	2,50	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
< 15,0	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
≥ 15,0	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
< 17,5	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
≥ 17,5 < 20,0	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
≥ 20,0 < 25,0	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
≥ 25,0 < 30,0	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
≥ 30,0 < 40,0	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
≥ 40,0	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

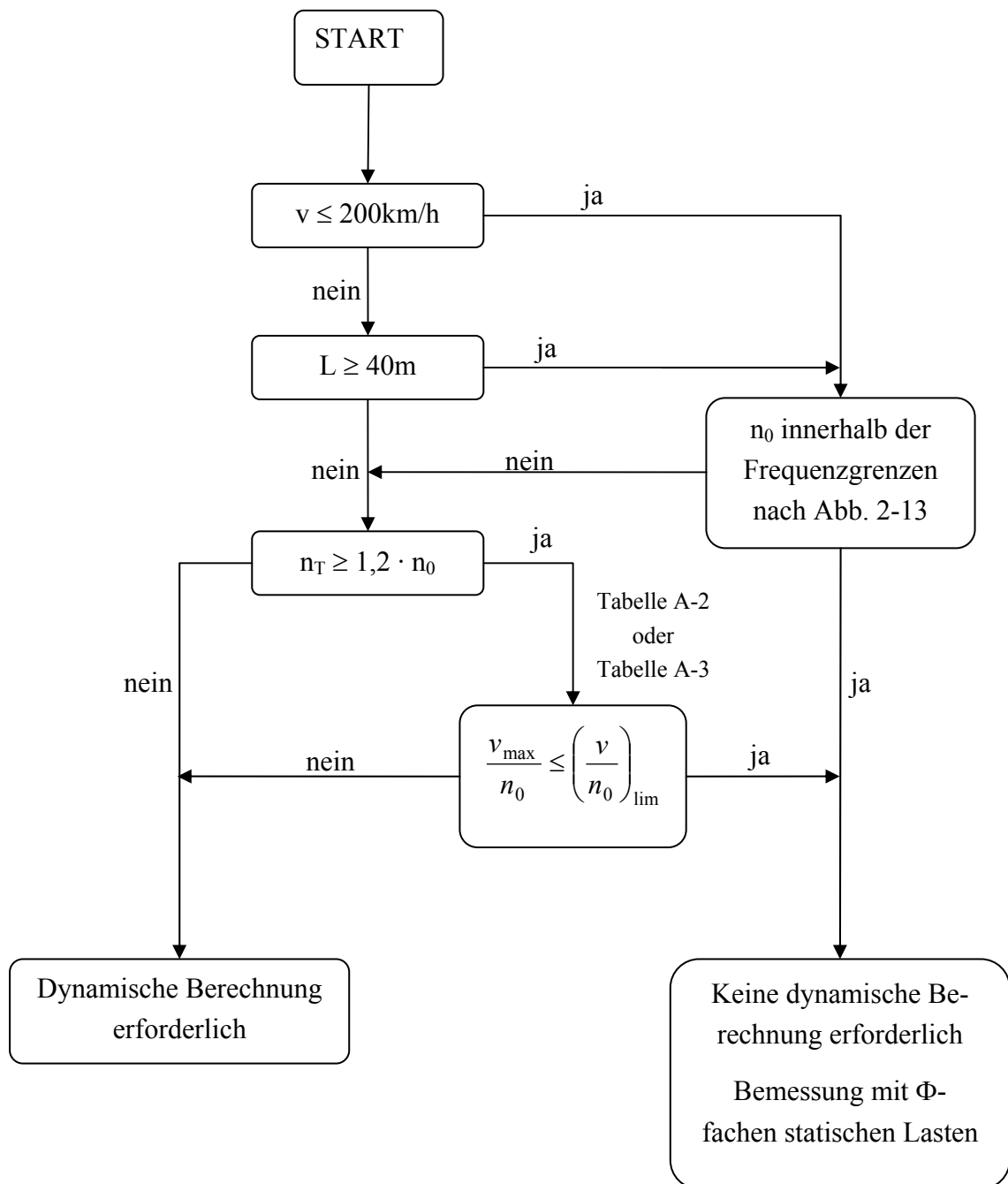


Abb. A-1: Flussdiagramm zur Notwendigkeit einer dynamischen Berechnung für Einfeldträger

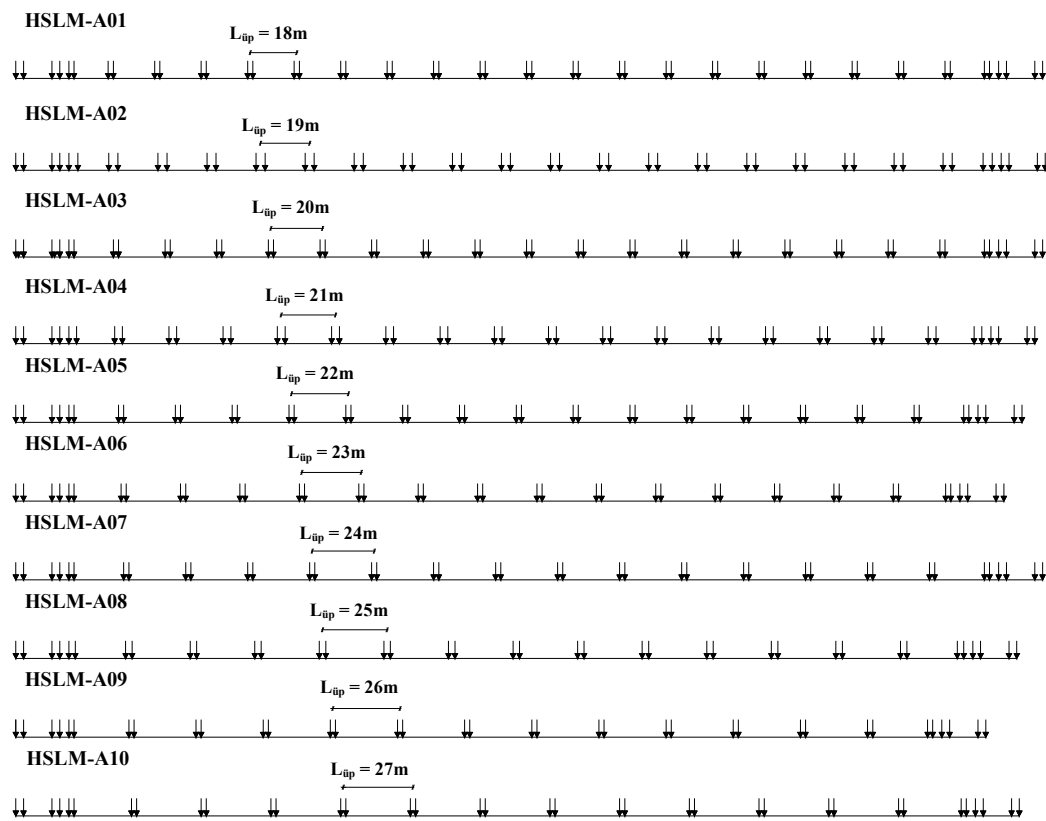


Abb. A-2: Grafische Darstellung der Typenzüge HSLM-A01 bis A10 [Schneider (2006)]

## Anhang B Bezogene dynamische Vergrößerung $V_{dyn}^*$ von Einfeldbrücken unter der Belastung der Typenzüge HSLM-A

### Stahl- und Verbundbrücken

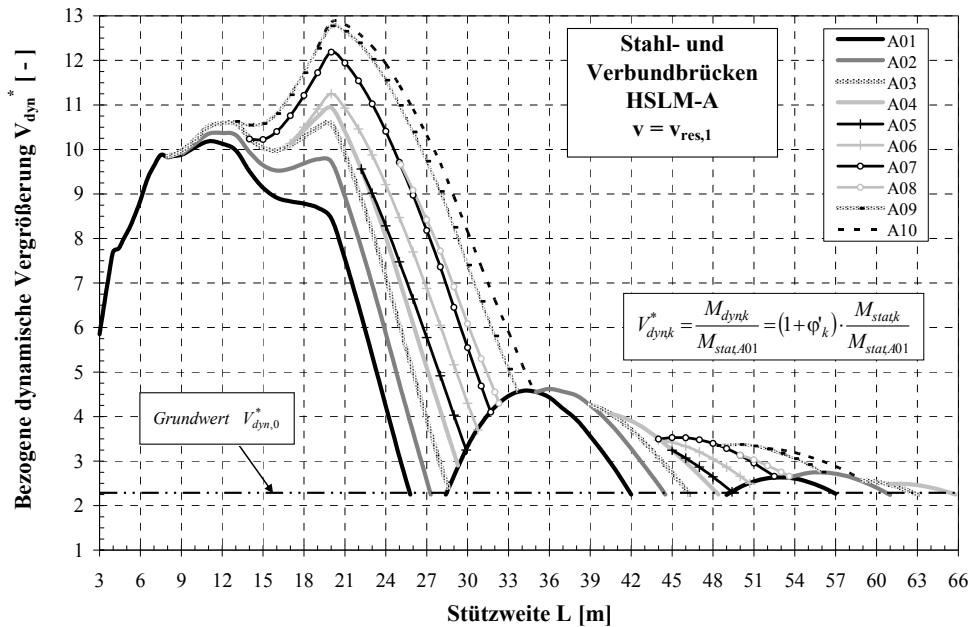


Abb. B-1: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken, HSLM-A)

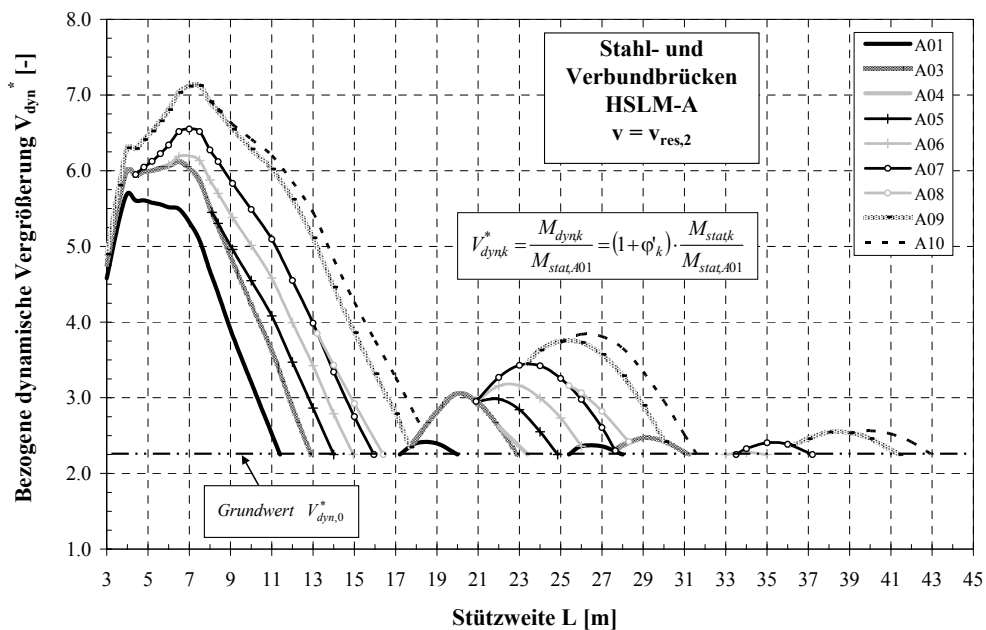


Abb. B-2: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,2}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken, HSLM-A)

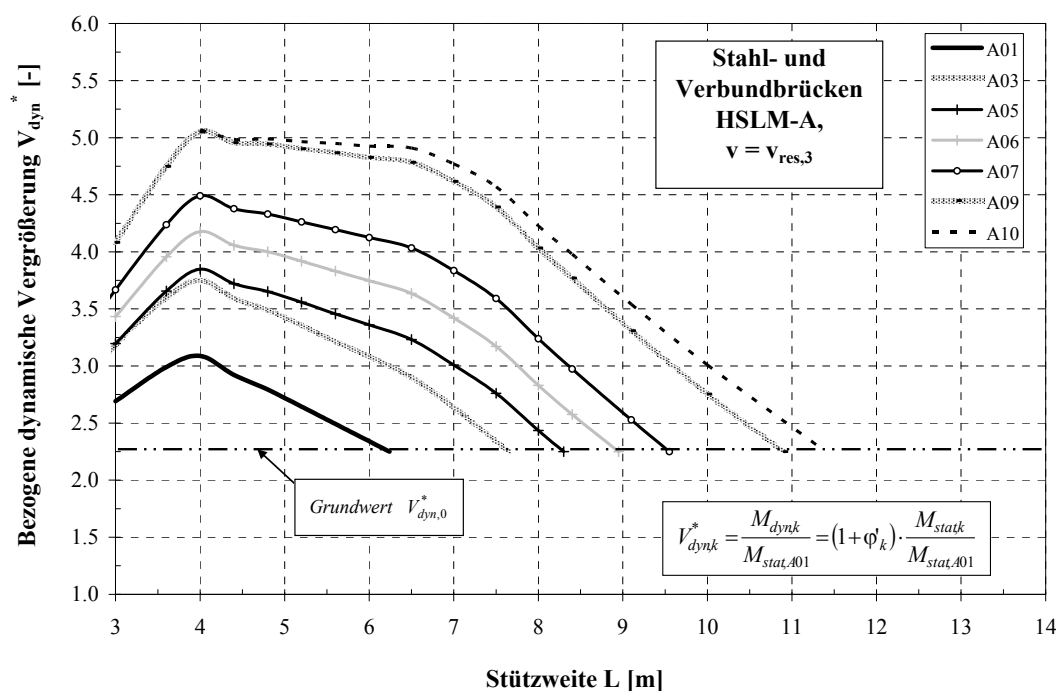


Abb. B-3: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,3}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken, HSLM-A)

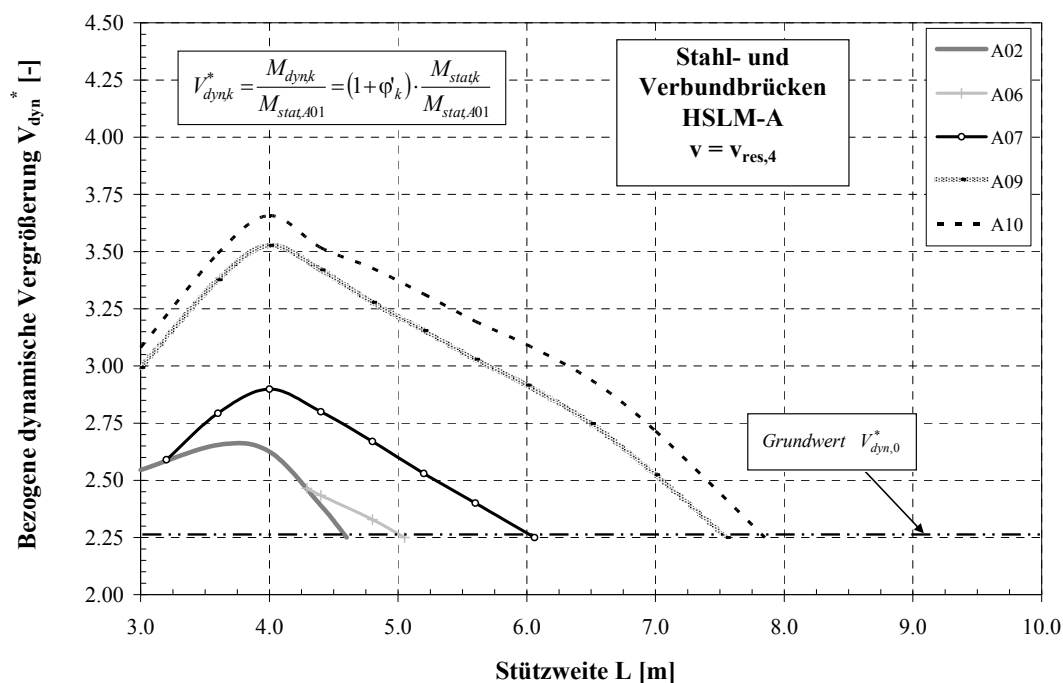


Abb. B-4: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken, HSLM-A)

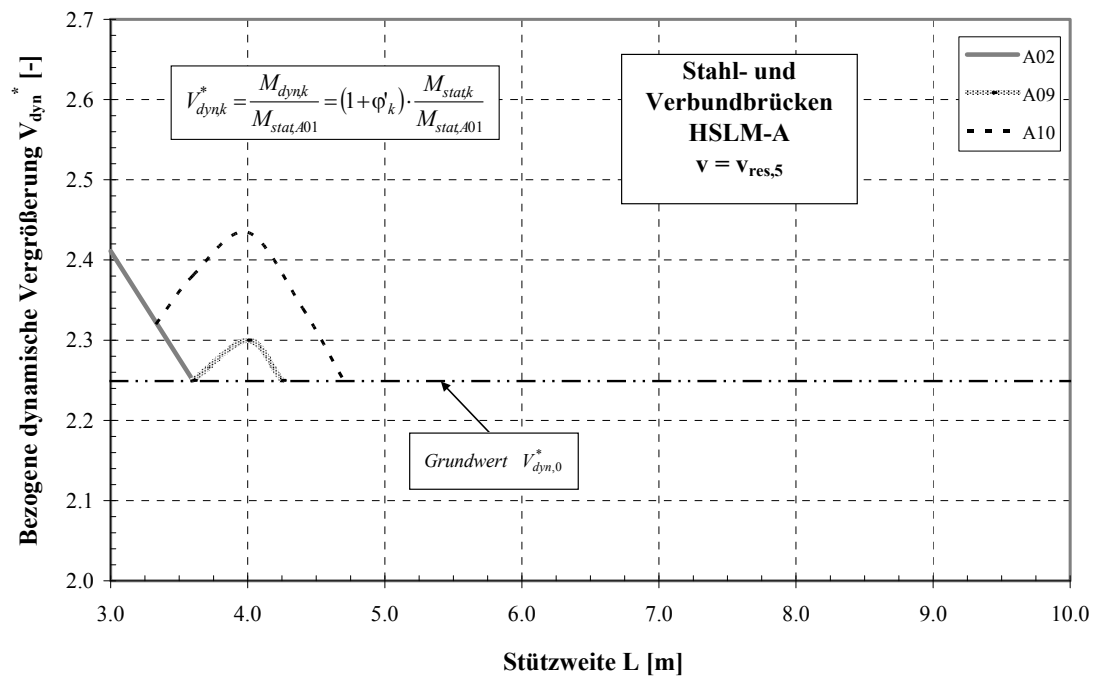


Abb. B-5: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,5}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken, HSLM-A)



## Spannbetonbrücken

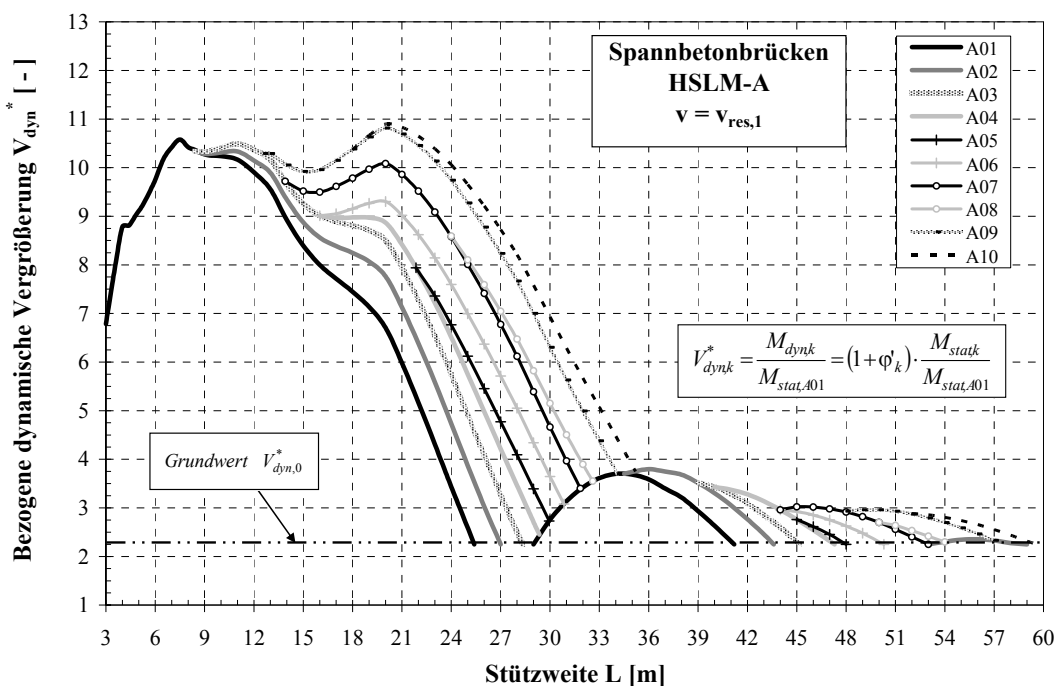


Abb. B-6: Bezugene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken, HSLM-A)

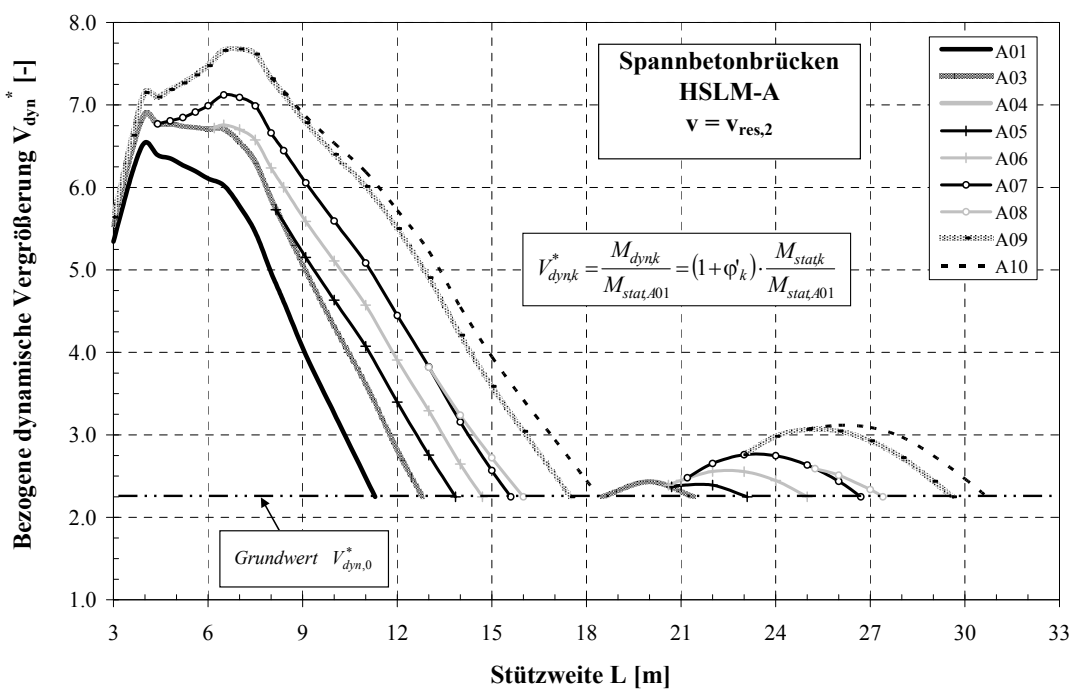


Abb. B-7: Bezugene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,2}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken, HSLM-A)

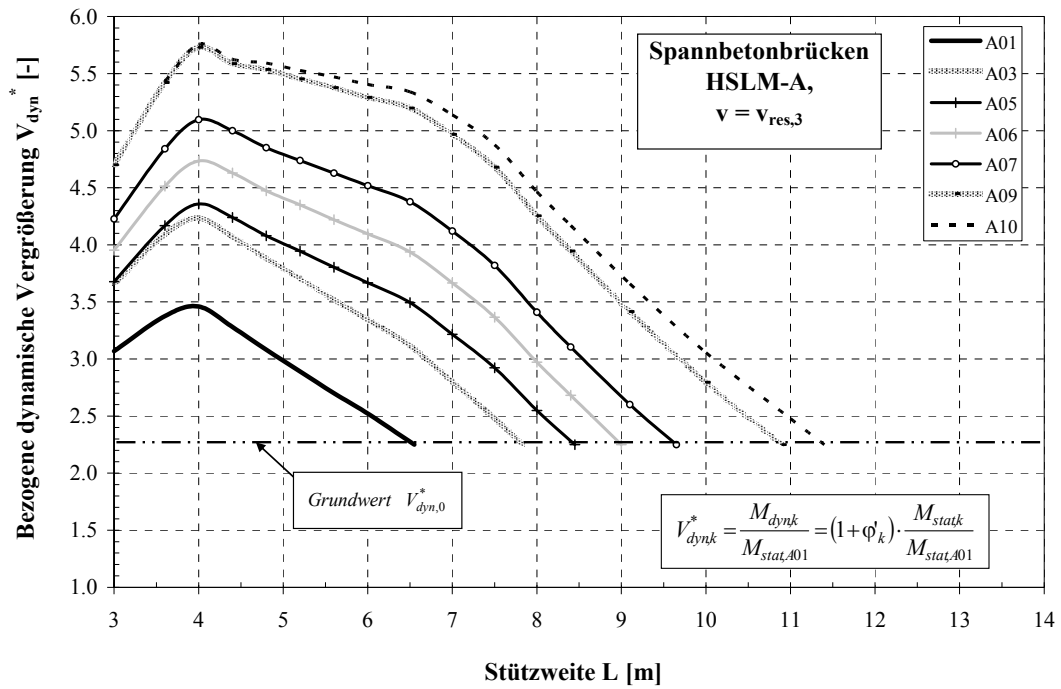


Abb. B-8: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,3}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken, HSLM-A)

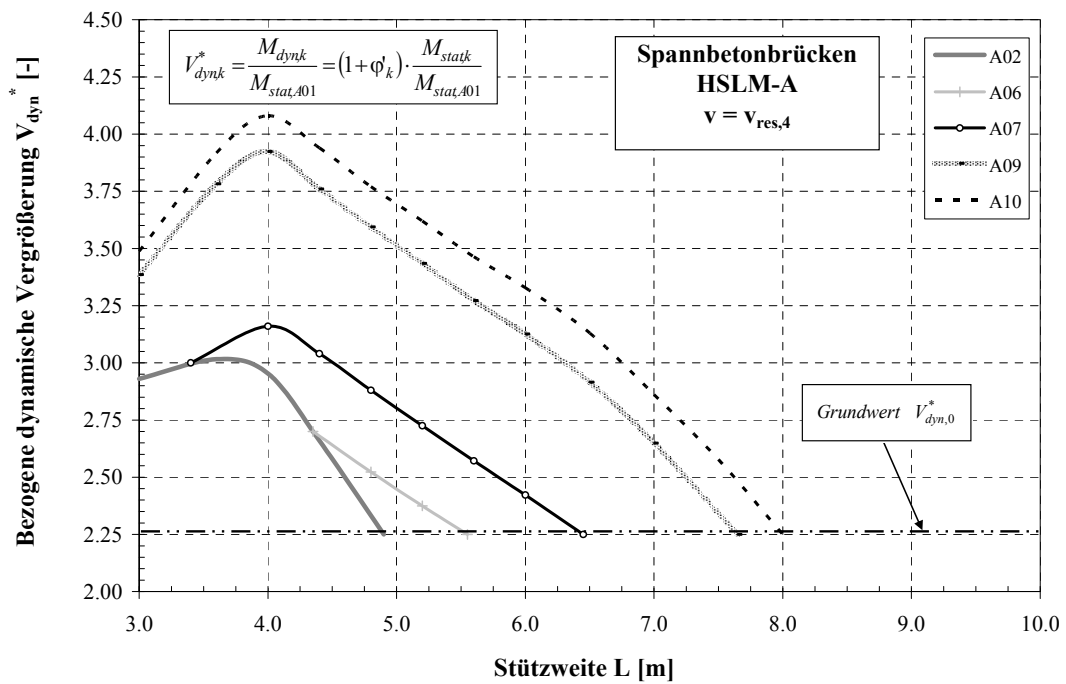


Abb. B-9: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken, HSLM-A)

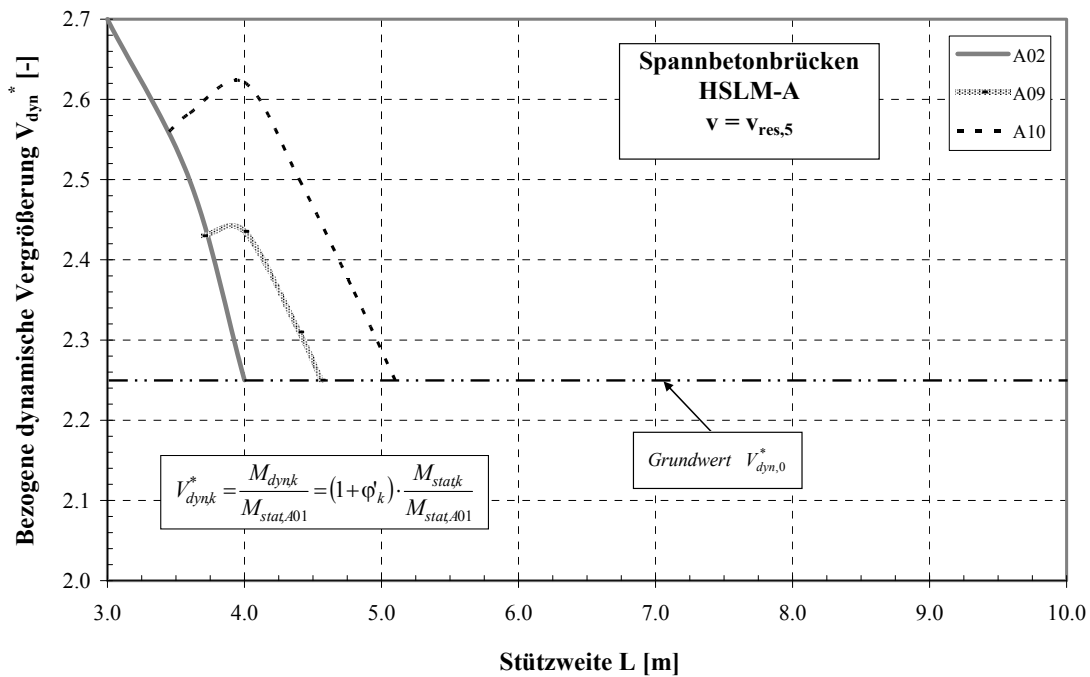


Abb. B-10: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,5}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken, HSLM-A)

**Stahlbetonbrücken und Brücken mit einbetonierten Stahlträgern  
(WIB-Brücken)**

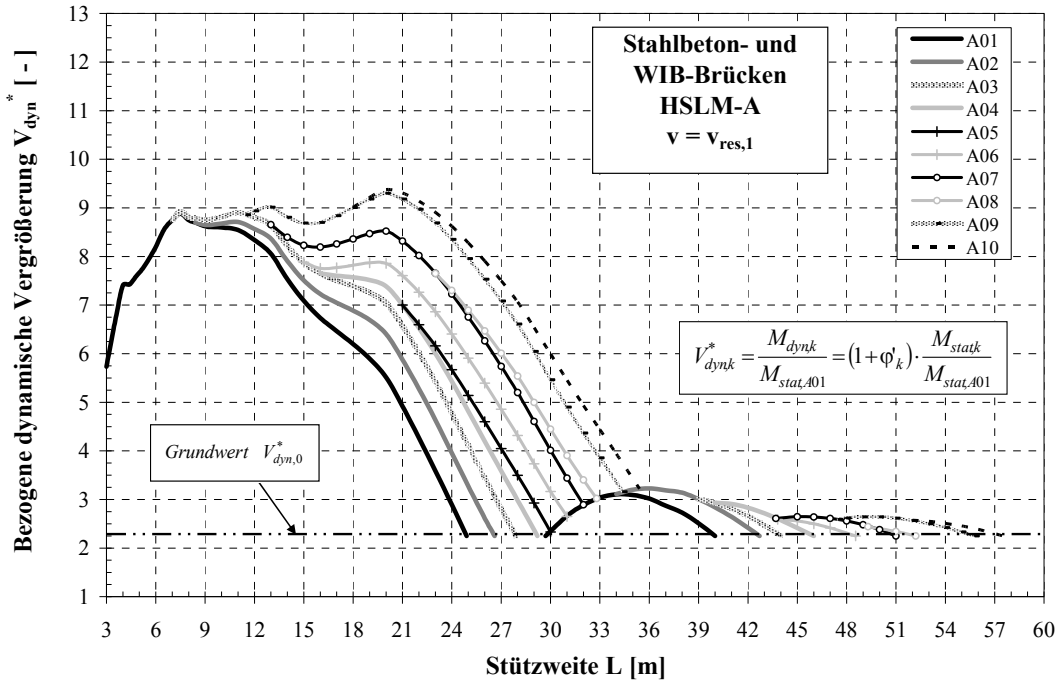


Abb. B-11: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken, HSLM-A)

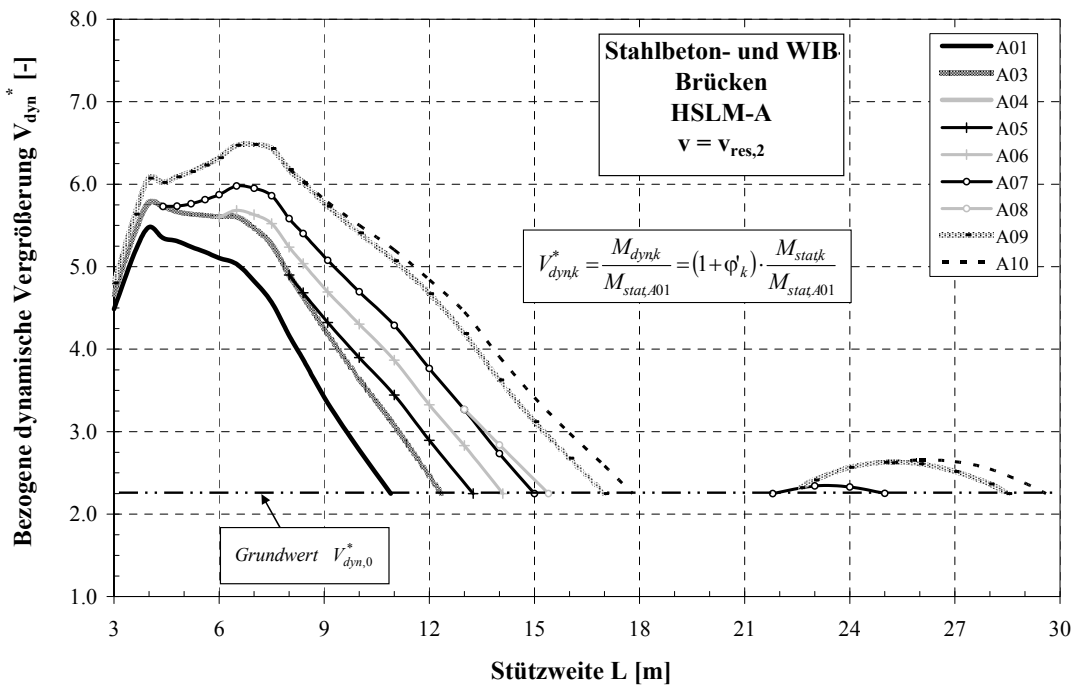


Abb. B-12: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,2}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken, HSLM-A)

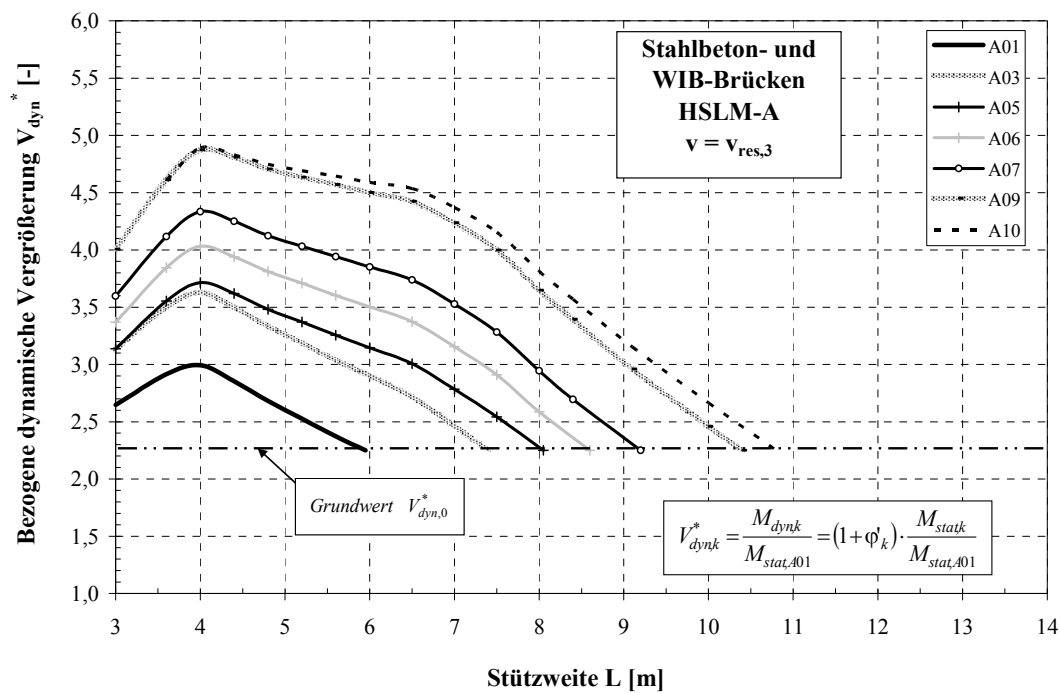


Abb. B-13: Bezugene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,3}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken, HSLM-A)

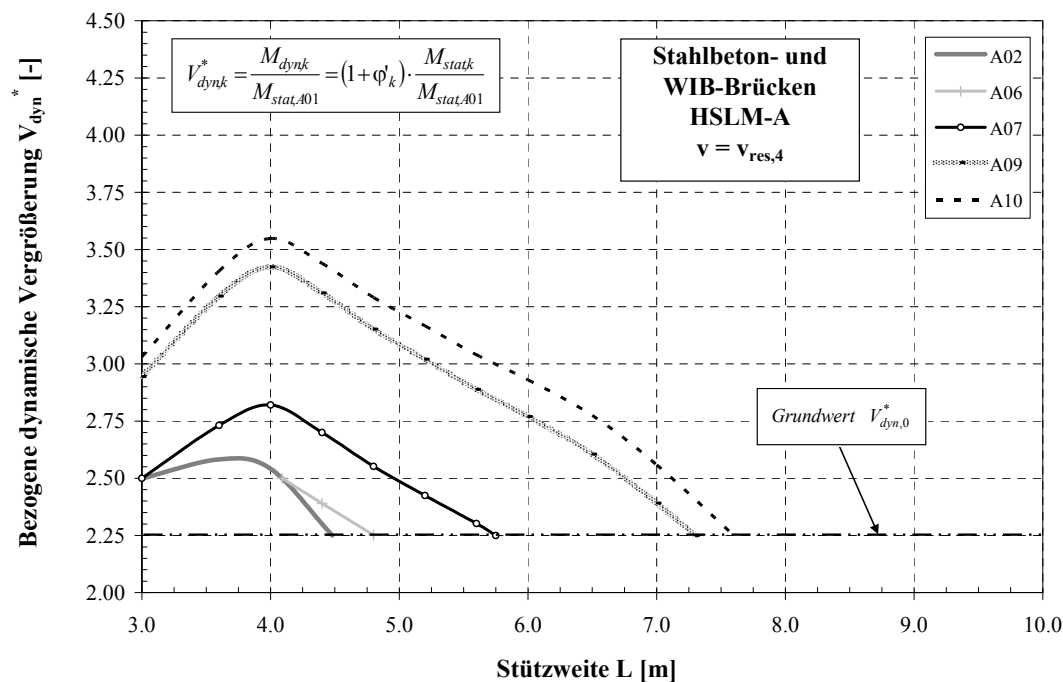


Abb. B-14: Bezugene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken, HSLM-A)

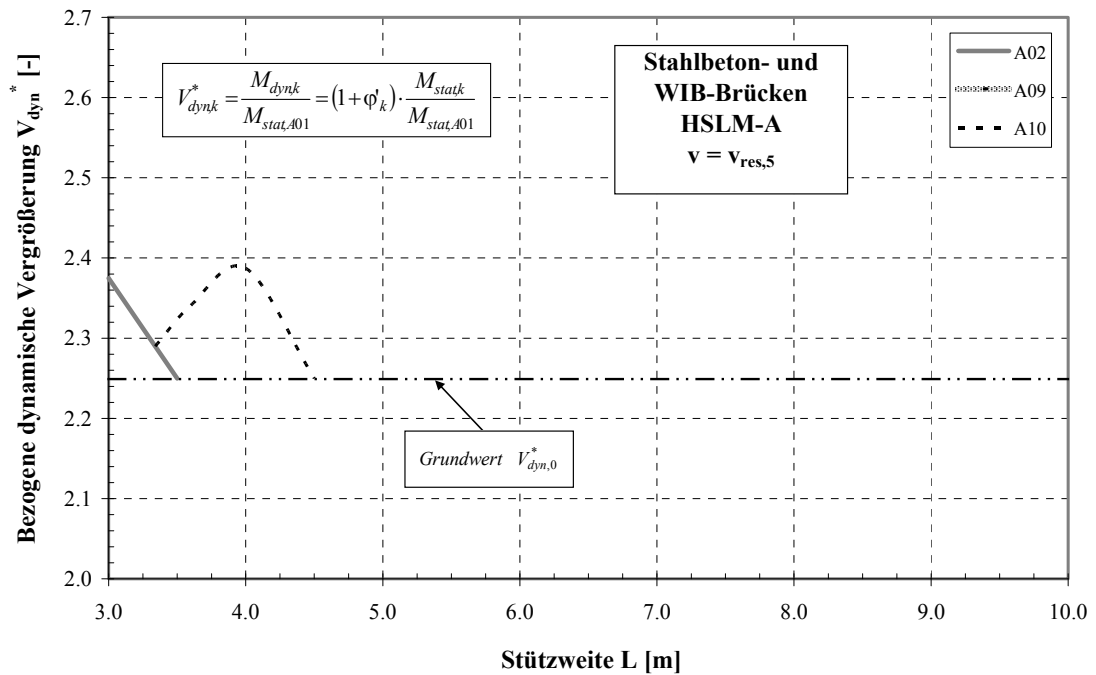


Abb. B-15: Bezogene dynamische Vergrößerung  $V_{dyn}^*$  für die Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,5}$  (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken, HSLM-A)

## Anhang C     Dynamischer Zuwachs von Einfeldbrücken unter der Belastung von Betriebszügen

### Stahl- und Verbundbrücken

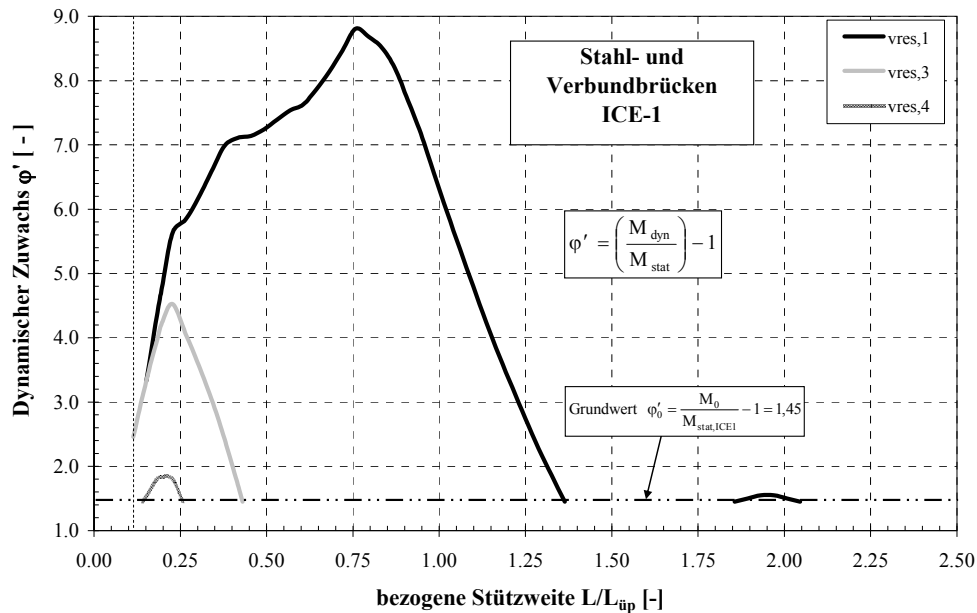


Abb. C-1:     Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-1 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken)

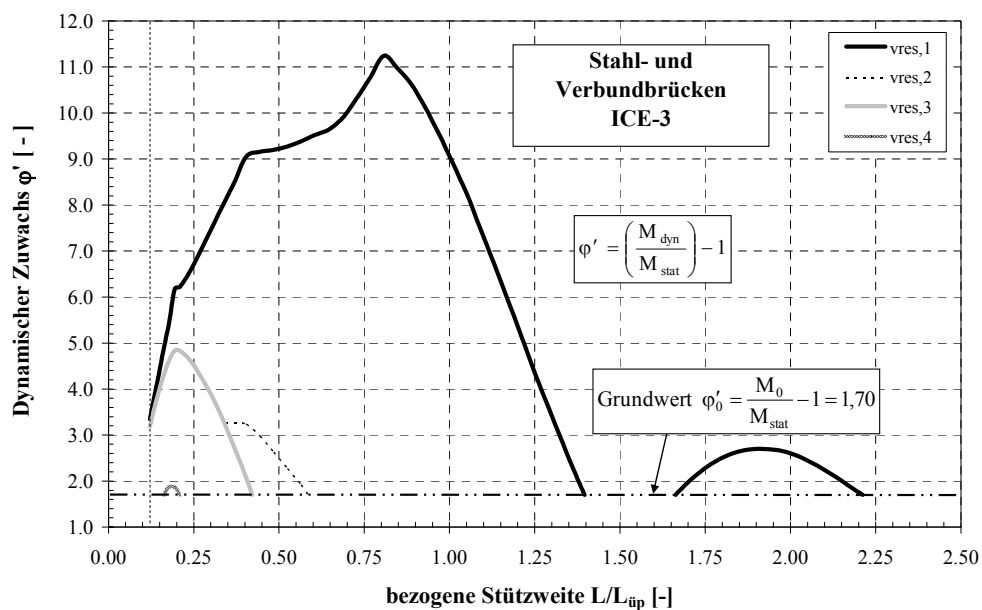


Abb. C-2:     Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-3 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken)

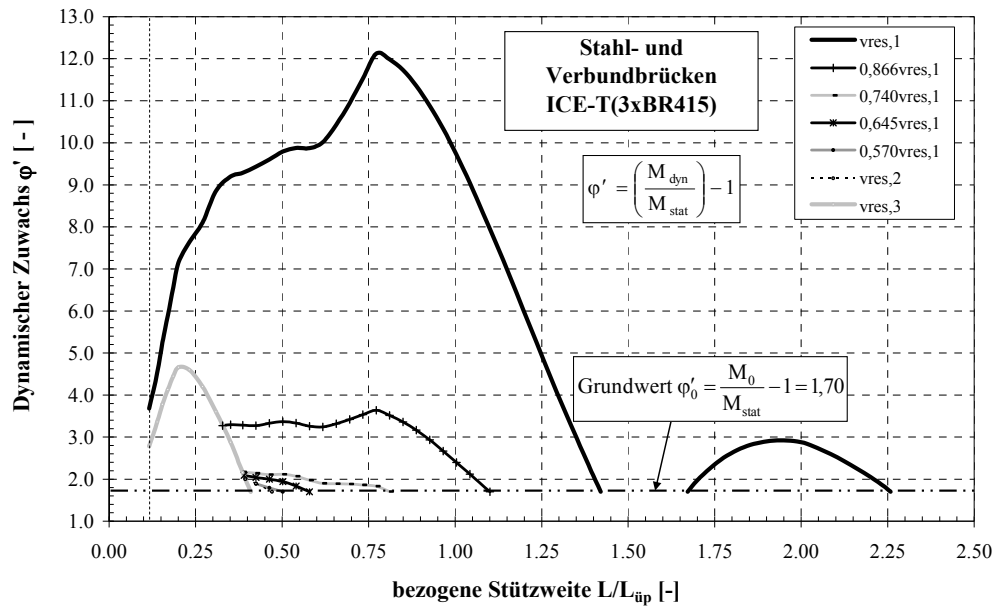


Abb. C-3: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-T(3xBR415) (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken)

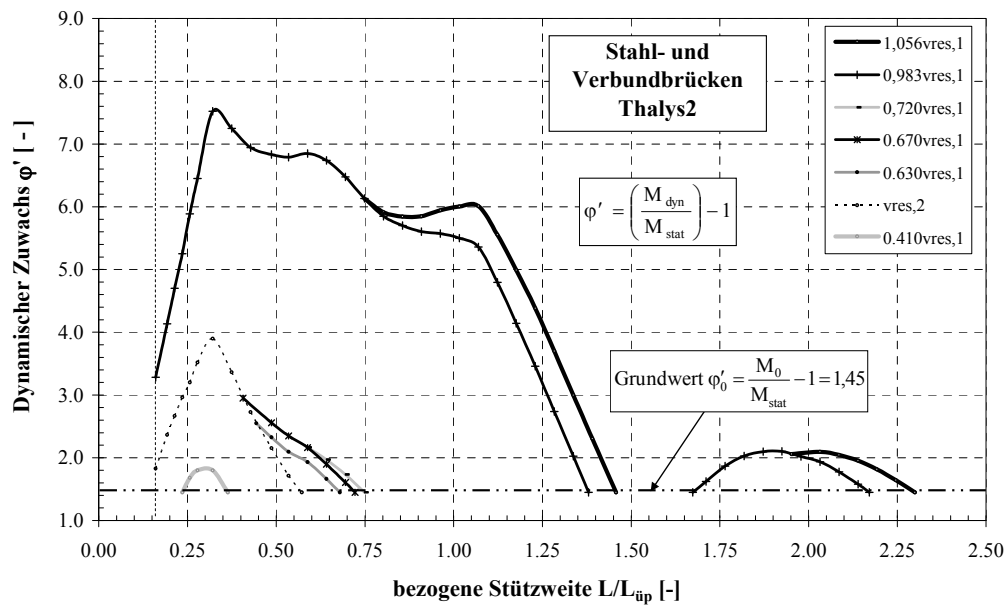


Abb. C-4: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug Thalys2 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahl- und Verbundbrücken)



## Spannbetonbrücken

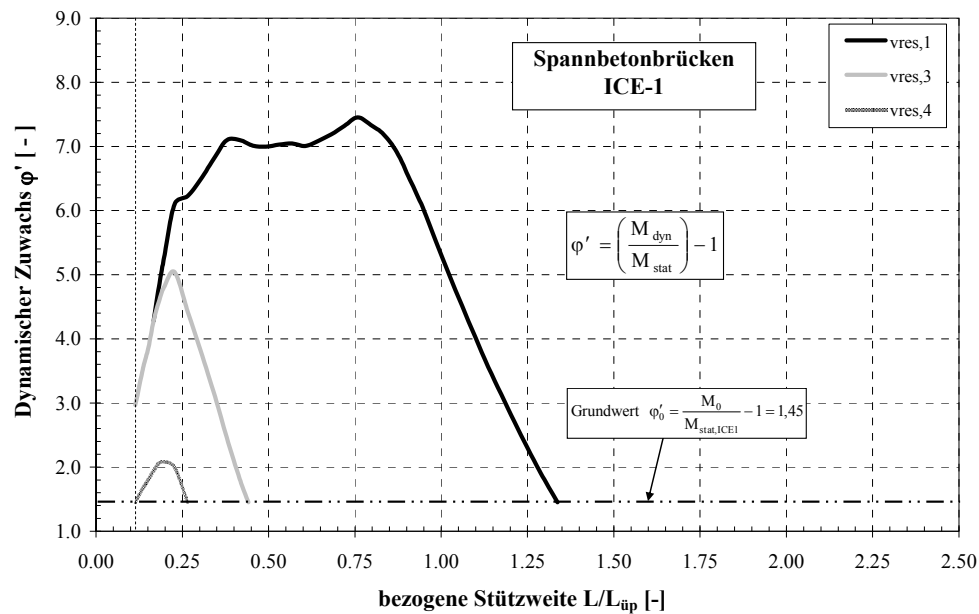


Abb. C-5: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-1 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken)

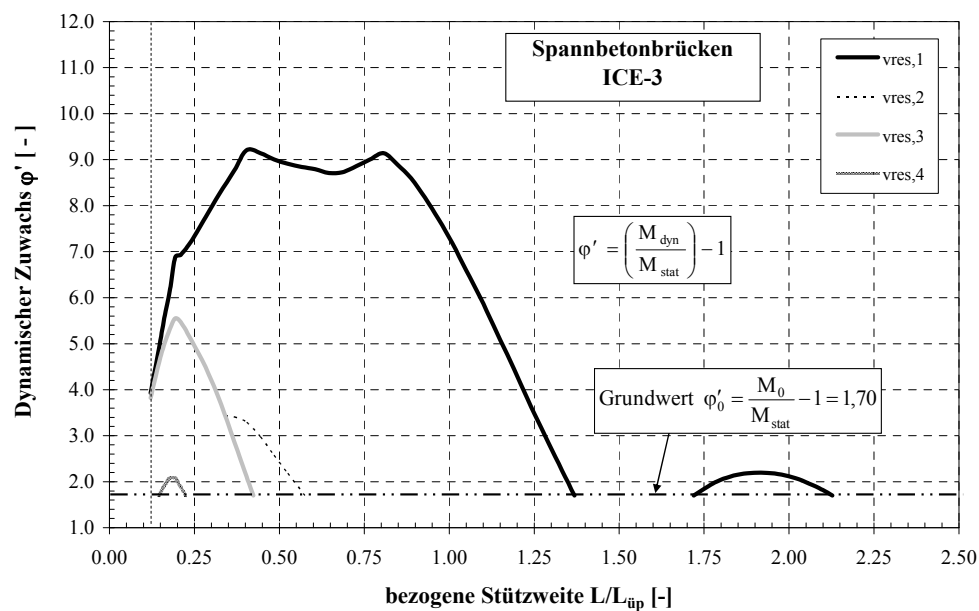


Abb. C-6: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-3 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken)

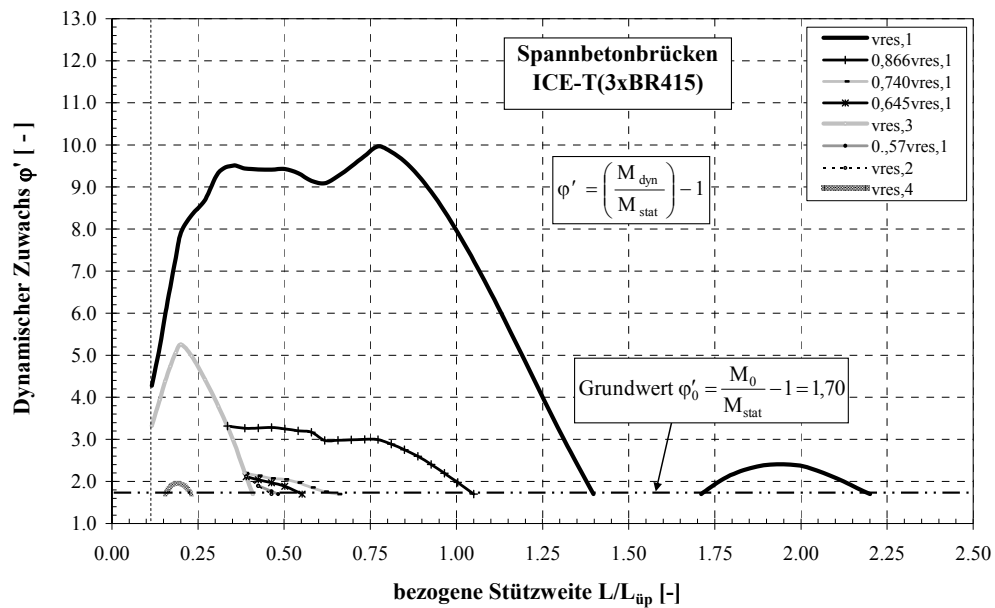


Abb. C-7: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-T(3xBR415) (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken)

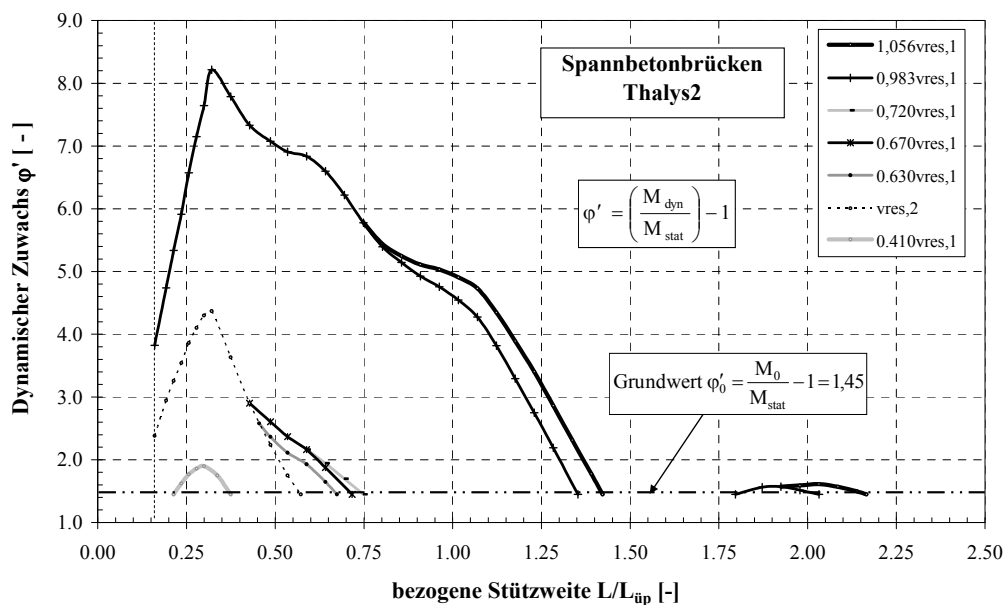


Abb. C-8: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug Thalys2 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Spannbetonbrücken)

# ***Stahlbetonbrücken und Brücken mit einbetonierten Stahlträgern (WIB-Brücken)***

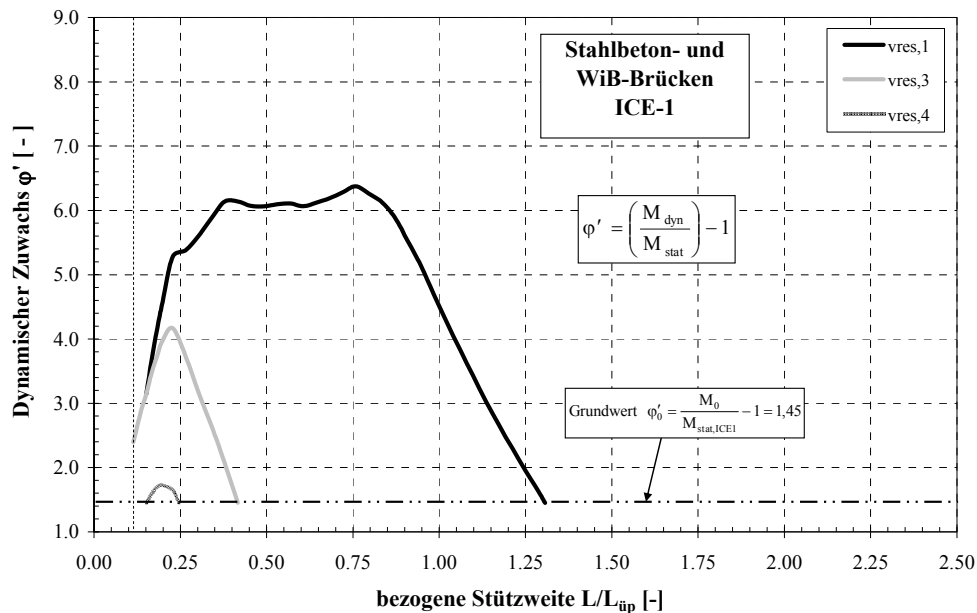


Abb. C-9: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-1 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken)

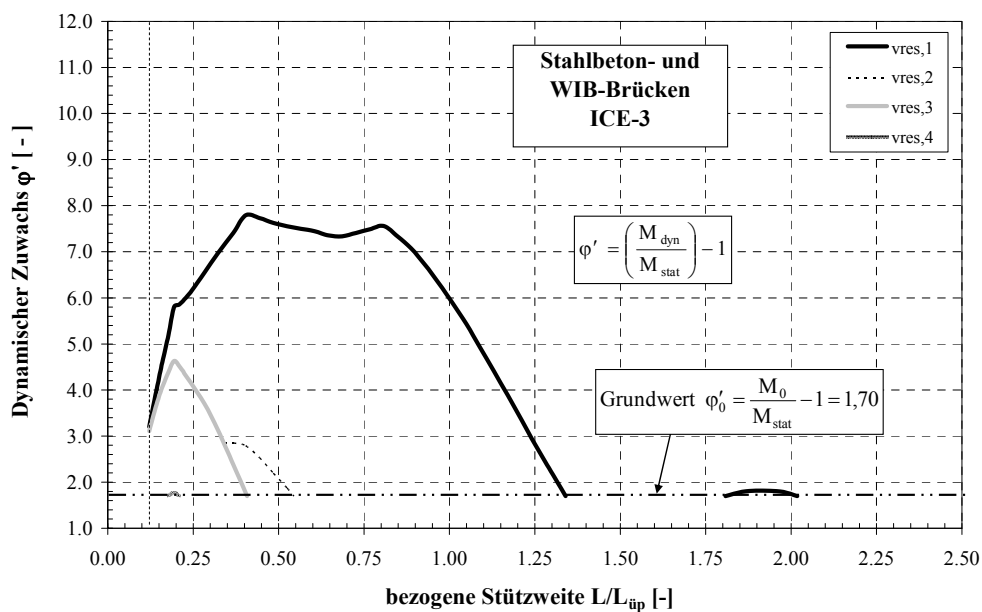


Abb. C-10: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-3 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken)

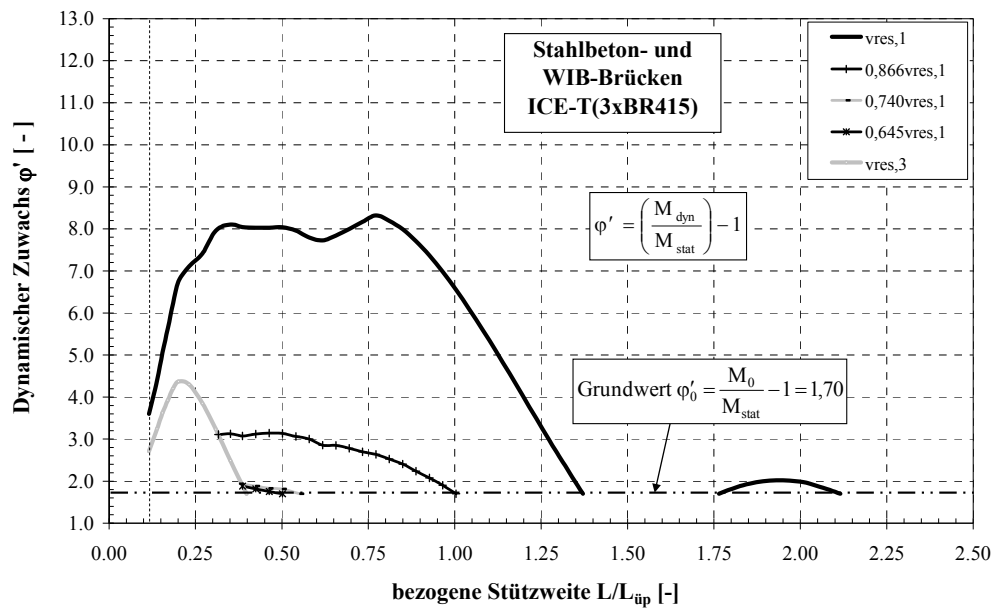


Abb. C-11: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug ICE-T(3xBR415) (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken)

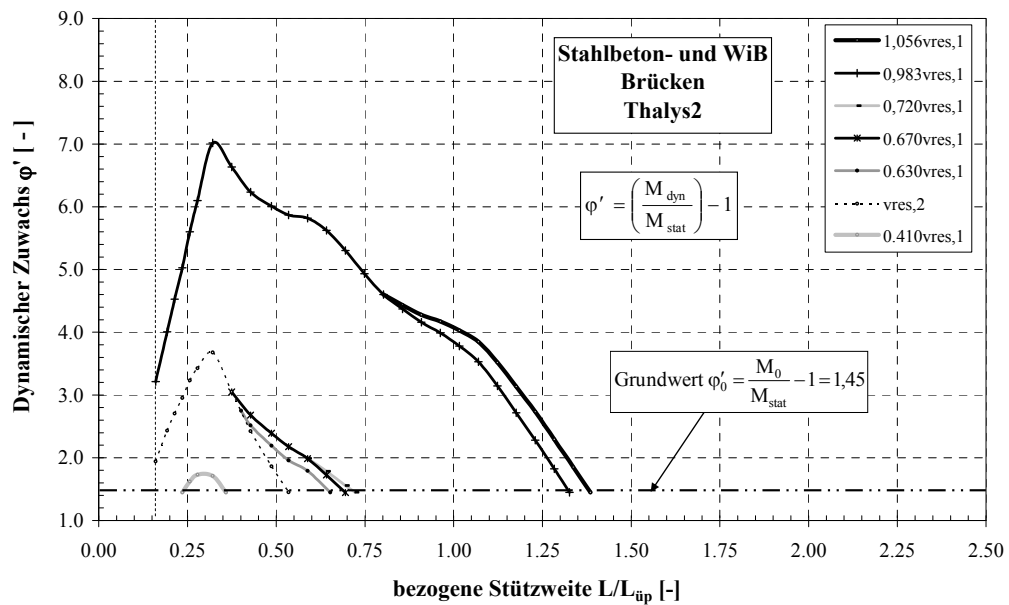


Abb. C-12: Dynamischer Zuwachs  $\phi'$  für den Betriebszug Thalys2 (Dämpfung  $\zeta$  gemäß Ril 804 (2003) für Stahlbeton- und WIB-Brücken)

## Anhang D Regressionsparameter zur Approximation der Dämpfung

Tabelle D-1: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,1}$ )

V <sub>res,1</sub>	$L/L_{\text{üP}} \leq m_{1,1} = 1,5$					$1,5 = m_{1,1} \leq L/L_{\text{üP}} \leq m_{2,1} = 2,5$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>3</sub>	k <sub>4(c)</sub>	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>7(c)</sub>
	k <sub>1(a)</sub>	k <sub>2(b)</sub>	k <sub>1(a)</sub>	k <sub>2(b)</sub>			k <sub>5(a)</sub>	k <sub>6(b)</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>6</sub>	
A01	-0,1525	1,483	0,2944	0,05461	3	0,32	0,4823	0,01695	-0,9881	-0,07812	0,50
A02	-0,1440	1,456	0,3126	0,04289			0,4384	0,01712	-0,9264	-0,07569	
A03	-0,1293	1,418	0,2770	0,09734			0,4290	0,01622	-0,9402	-0,07214	
A04	-0,1222	1,392	0,2847	0,1003			0,4591	0,01553	-1,049	-0,06954	0,60
A05	-0,1145	1,368	0,2760	0,1257			0,4352	0,01424	-1,037	-0,06568	
A06	-0,1121	1,350	0,2916	0,1236			0,3983	0,01361	-0,9928	-0,06408	
A07	-0,1094	1,345	0,2652	0,1554			0,3942	0,0141	-0,9857	-0,06412	
A08	-0,1080	1,328	0,2680	0,1687			0,3553	0,01368	-0,9321	-0,06431	
A09	-0,0953	1,298	0,2675	0,1878			0,3269	0,01381	-0,8918	-0,06266	
A10	-0,0979	1,298	0,2607	0,1976			0,3211	0,01351	-0,8850	-0,06231	

## Anhang D - Regressionsparameter zur Approximation der Dämpfung

*Tabelle D-2: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,2}$ )*

V <sub>res,2</sub>	$\frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{1,2} = 0,75$					$0,75 = m_{1,2} \leq \frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{2,2} = 1,25$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>3</sub>	k <sub>4(c)</sub>	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>7(c)</sub>
	k <sub>1(a)</sub>	k <sub>2(b)</sub>	k <sub>1(a)</sub>	k <sub>2(b)</sub>			k <sub>5(a)</sub>	k <sub>6(b)</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>6</sub>	
A01	-0,2363	1,737	0,3329	-0,02243	3	0,32	2,361	0,0298	-3,147	-0,09933	0,67
A02	-0,4205	1,860	0,6553	-0,3129		0,49	1,558	0,03888	-2,174	-0,07014	
A03	-0,1885	1,637	0,2917	0,02942		0,30	2,089	0,02674	-3,064	-0,09371	
A04	-0,2523	1,654	0,4305	-0,09325		0,39	1,658	0,03172	-2,620	-0,08291	
A05	-0,1694	1,562	0,3044	0,03237		0,30	1,796	0,02445	-2,935	-0,08225	
A06	-0,2010	1,587	0,3399	0,003625		0,34	1,671	0,02164	-2,868	-0,07695	
A07	-0,1935	1,574	0,3479	-0,006111		0,34	1,700	0,01972	-2,879	-0,07534	
A08	-0,2105	1,579	0,3867	-0,03431		0,36	1,541	0,01629	-2,714	-0,06909	
A09	-0,2122	1,574	0,3669	-0,008579		0,36	1,513	0,01339	-2,735	-0,0565	
A10	0,2363	1,606	0,4089	-0,05561		0,38	1,556	0,01392	-2,764	-0,05949	

$v_{res,2}$	$1,25 = m_{2,2} \leq L/L_{\text{üP}} \leq m_{3,2} = 1,75$				
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$	
A01	3,030	0,007263	-3,890	-0,02224	0,85
A02	1,847	0,0108	-2,493	-0,01241	
A03	2,696	0,01571	-3,832	-0,03266	
A04	2,070	0,01628	-3,154	-0,0293	
A05	2,328	0,01612	-3,676	-0,04029	
A06	2,147	0,01455	-3,577	-0,03992	
A07	2,141	0,01413	-3,553	-0,04168	
A08	1,898	0,01282	-3,279	-0,04075	
A09	1,880	0,01081	-3,358	-0,03651	
A10	1,905	0,01062	-3,352	-0,03533	

## Anhang D - Regressionsparameter zur Approximation der Dämpfung

Tabelle D-3: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,3}$ )

V <sub>res,3</sub>	$\frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{1,3} = 0,50$						$0,50 = m_{1,3} \leq \frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{2,3} = \frac{5}{6}$				
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub> (c)	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>7</sub> (c)
	k <sub>1</sub> (a)	k <sub>2</sub> (b)	k <sub>1</sub> (a)	k <sub>2</sub> (b)			k <sub>5</sub> (a)	k <sub>6</sub> (b)	k <sub>5</sub>	k <sub>6</sub>	
A01	-1,084	2,683	1,164	-0,8029	3	0,64	9,524	0,01244	-10,11	-0,05451	0,90
A02	-0,9733	2,536	0,9318	-0,4713	2	0,63	6,963	0,02937	-6,921	-0,03914	1,00
A03	-0,6526	2,219	0,7535	-0,4089	3	0,54	7,838	0,03248	-8,545	-0,08658	0,85
A04	-0,6758	2,128	0,9316	-0,5314	2	0,60	4,555	0,0269	-4,204	-0,02647	0,90
A05	-0,5341	2,038	0,6804	-0,3375	3	0,52	7,183	0,03422	-8,779	-0,08139	0,85
A06	-0,4915	1,977	0,6692	-0,3272		0,50	4,799	0,02965	-6,109	-0,08515	0,75
A07	-0,4523	1,950	0,5940	-0,2543		0,48	5,314	0,02946	-6,640	-0,0849	0,77
A08	-0,5890	2,049	0,8335	-0,4787		0,56	6,049	0,03796	-7,932	-0,08769	0,85
A09	-0,3622	1,815	0,5346	-0,1879		0,45	4,938	0,02973	-6,734	-0,08641	0,78
A10	-0,3691	1,827	0,5670	-0,2238		0,45	5,250	0,03579	-7,216	-0,09329	0,80

$v_{res,3}$	$\frac{5}{6} = m_{2,3} \leq \frac{L}{L_{üP}} \leq m_{3,3} = \frac{7}{6}$				
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$	
A01	8,983	0,005725	-9,102	-0,01124	1,00
A02	3,693	0,008635	-3,810	-0,01262	
A03	8,840	0,003089	-9,523	-0,01941	
A04	3,602	0,001139	-3,050	-0,01435	
A05	8,455	0,005290	-9,975	-0,01825	
A06	8,229	0,004651	-10,03	-0,0203	
A07	8,336	0,000104	-10,15	-0,0189	
A08	6,963	0,002474	-8,776	-0,01594	
A09	7,810	0,006327	-10,25	-0,02071	
A10	7,831	0,01122	-10,34	-0,02342	

# Anhang D - Regressionsparameter zur Approximation der Dämpfung

Tabelle D-4: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,4}$ )

V <sub>res,4</sub>	$\frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{1,4} = \frac{3}{8}$					$\frac{3}{8} = m_{1,4} \leq \frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{2,4} = \frac{5}{8}$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		K <sub>3</sub>	k <sub>4</sub> (c)	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		k <sub>7</sub> (c)
	k <sub>1</sub> (a)	k <sub>2</sub> (b)	k <sub>1</sub> (a)	k <sub>2</sub> (b)			k <sub>5</sub> (a)	k <sub>6</sub> (b)	k <sub>5</sub>	k <sub>6</sub>	
A01	-1,005	2,346	1,044	-0,4134	2	0,74	1,688	0,01818	-1,479	-0,01067	0,75
A02	-0,4379	2,189	0,4065	-0,1192		0,36	4,775	0,03734	-4,537	-0,04376	0,60
A03	-1,428	3,062	1,361	-0,9368		0,70	15,670	-0,0145	-14,08	0,02232	1,00
A04	-0,8509	2,400	0,8091	-0,3499		0,60	6,083	0,001293	-5,962	-0,02355	0,85
A05	-0,7135	2,306	0,7432	-0,3629		0,54	17,99	-0,00066	-19,19	-0,01448	1,00
A06	-0,6174	2,190	0,6732	-0,3039		0,51	19,86	0,01417	-19,98	-0,04123	
A07	-0,5866	2,170	0,6359	-0,2778		0,49	19,85	0,01835	-20,54	-0,05905	
A08	-0,7144	2,218	0,8380	-0,4270		0,58	14,02	0,03373	-13,65	-0,04395	
A09	-0,4052	1,920	0,5188	-0,1607		0,44	10,36	0,03724	-10,39	-0,07967	0,85
A10	-0,3642	1,876	0,4557	-0,09797		0,41	10,03	0,04444	-10,06	-0,06649	

$v_{res,4}$	$\frac{5}{8} = m_{2,4} \leq \frac{L}{L_{\text{üP}}} \leq m_{3,4} = \frac{7}{8}$				
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$	
A01	6,890	0,002853	-4,545	0,00598	1,00
A02	20,600	0,03822	-19,93	-0,03091	
A03	11,16	0,01217	-9,278	0,00766	
A04	7,458	0,0179	-5,600	0	
A05	12,07	0,01144	-11,31	-0,01199	
A06	11,50	0,01346	-11,46	-0,01875	
A07	12,41	0,01306	-12,05	-0,02796	
A08	7,835	0	-7,345	-0,01541	
A09	11,91	0,01497	-11,93	-0,03998	
A10	12,24	0,005994	-12,21	-0,02761	



## Anhang D - Regressionsparameter zur Approximation der Dämpfung

Tabelle D-5: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,5}$ )

$v_{res,5}$	$L/L_{\text{üP}} \leq m_{1,5} = 3/10$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$K_3$	$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$		
A01						
A02	-0,8572	2,600	0,7363	-0,3762	3	0,53
A03						
A04						
A05						
A06						
A07						
A08						
A09	-1,202	2,750	1,201	-0,7567	2	0,68
A10	-0,9548	2,505	0,9957	-0,5692		0,63

Tabelle D-6: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,6}$ )

$v_{res,6}$	$L/L_{\text{üP}} \leq m_{1,6} = 3/12 = 0,25$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$K_3$	$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$		
A01						
A02	-0,8061	2,452	0,6695	-0,2251	2	0,54
A03						
A04	-0,6054	2,324	0,5175	-0,1337	2	0,45
A05						
A06						
A07						
A08						
A09	-0,1815	1,312	0,327	0,4105	2	0,55
A10	-0,4372	1,584	1,173	-0,5729		0,75

Tabelle D-7: Regressionsparameter zur Dämpfungsapproximation (Typenzüge HSLM-A, Resonanzgeschwindigkeit  $v_{res,7}$ )

$v_{res,7}$	$L/L_{üP} \leq m_{1,7} = 3/14$					
HSLM	$\zeta = 0,5\%$		$\zeta = 4,0\%$		$K_3$	$k_4(c)$
	$k_1(a)$	$k_2(b)$	$k_1(a)$	$k_2(b)$		
A01						
A02						
A03						
A04						
A05						
A06						
A07	-0,1671	1,246	0,632	0,006666	2	0,67
A08						
A09	-0,1432	1,207	0,4619	0,3384	2	0,70
A10						

## **Dissertationsreihe**

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner  
Institut für Massivbau  
Technische Universität Darmstadt

- Heft 1: **Stefan Kempf (2001)**  
*Technische und wirtschaftliche Bewertung der Mindestbewehrungsregeln für Stahlbetonbauteile*
- Heft 2: **Katja Reiche (2001)**  
*Nachhaltigkeitsanalyse demontagegerechter Baukonstruktionen - Entwicklung eines Analysemodells für den Entwurf von Gebäuden*
- Heft 3: **Michael Six (2001)**  
*Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau*
- Heft 4: **Eric Simon (2002)**  
*Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen*
- Heft 5: **Holger Schmidt (2003)**  
*Versagenswahrscheinlichkeit unbewehrter Wand-Decken-Verbindungen bei Gasexplosionen im Fertigteilbau*
- Heft 6: **Andreas Bachmann (2003)**  
*Ein wirklichkeitsnaher Ansatz der böenerregten Windlasten auf Hochhäuser in Frankfurt/Main*
- Heft 7: **Duy Tien Nguyen (2004)**  
*Rotationskapazität von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen mit Schubrissbildung*
- Heft 8: **Gert Wolfgang Riegel (2004)**  
*Ein softwaregestütztes Berechnungsverfahren zur Prognose und Beurteilung der Nutzungskosten von Bürogebäuden*
- Heft 9: **Christian Glock (2004)**  
*Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände - Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung*
- Heft 10: **Kati Herzog (2005)**  
*Lebenszykluskosten von Baukonstruktionen - Entwicklung eines Modells und einer Softwarekomponente zur ökonomischen Analyse und Nachhaltigkeitsbeurteilung von Gebäuden*

- Heft 11: **Andreas Garg (2006)**  
*Spannungszustände in Fahrbahnplatten weit gespannter Stahlverbundbrücken - Empfehlungen für die Herstellung der Ortbeton-Fahrbahnplatte von Talbrücken mit der Schalwagenmethode*
- Heft 12: **Tilo Proske (2007)**  
*Frischbetondruck bei Verwendung von Selbstverdichtendem Beton - Ein wirklichkeitsnahes Modell zur Bestimmung der Einwirkungen auf Schalung und Rüstung*
- Heft 13: **Simon Glowienka (2007)**  
*Zuverlässigkeit von großformatigem Mauerwerk - Probabilistische Analyse von großformatigem Mauerwerk aus Kalksandstein und Porenbeton mit Dünnbettvermörtelung*
- Heft 14: **Alexander Renner (2007)**  
*Energie- und Ökoeffizienz von Wohngebäuden - Entwicklung eines Verfahrens zur lebenszyklusorientierten Bewertung der Umweltwirkungen unter besonderer Berücksichtigung der Nutzungsphase*
- Heft 15: **Guido Hausmann (2007)**  
*Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften*
- Heft 16: **Stefan Daus (2007)**  
*Zuverlässigkeit des Klebeverbundes von nachträglich verstärkten Betonbauteilen – Sicherheitskonzept für den Verbundnachweis von oberflächlich geklebter Bewehrung*
- Heft 17: **Thomas Kranzler (2008)**  
*Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk*
- Heft 18: **Lars Richter (2009)**  
*Tragfähigkeit nichttragender Wände aus Mauerwerk – Ein nichtlineares Berechnungsmodell und Bemessungsverfahren für biegebeanspruchte Innen- und Außenwände*
- Heft 19: **Markus Spengler (2010)**  
*Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr Entwicklung eines Antwortspektrums zur Erfassung der dynamischen Tragwerksreaktion*

Markus Spengler

## Dynamik von Eisenbahnbrücken unter Hochgeschwindigkeitsverkehr

Die Dimensionierung und Bemessung von Eisenbahnbrücken bei der Planung von Hochgeschwindigkeitsstrecken im europäischen Fernverkehrsnetz erfordert in zunehmendem Maße die Berücksichtigung dynamischer Effekte infolge hoher Zuggeschwindigkeiten.

Diese Arbeit enthält eine systematische Untersuchung der strukturdynamischen Eigenschaften von einfeldrigen Eisenbahnbrücken unter bewegten Lasten. Die gewonnenen Erkenntnisse werden für die Definition einer *bezogenen dynamischen Vergrößerung* verwendet, welche in graphischer Darstellung für alle gängigen Brückenbauweisen und getrennt in unterschiedliche Resonanzbereiche aufbereitet wird.

Auf Grundlage dieser bezogenen dynamischen Vergrößerung kann ein **Antwortspektrum für Eisenbahnbrücken** definiert werden, welches zur Ermittlung der maximalen dynamischen Tragwerksreaktion verwendet und ohne aufwendige dynamische Tragwerksanalysen vom planenden Ingenieur eigenständig ermittelt werden kann.

Die abschließend entwickelten Abgrenzungskriterien zur Abschätzung einer Resonanzgefahr können bereits in einem frühen Planungsstadium zur Wahl eines in statischer und dynamischer Hinsicht ausreichenden Überbauquerschnitts eingesetzt werden.